



Comentarios a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica
Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica

Comentarios a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica

Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica

Colaboró en contenido, diagramación e impresión:

Laboratorio Nacional de Materiales y
Modelos Estructurales

CP 11501 - 2060, San José, Costa Rica

Tel: (506) 2511 - 2500

Fax: (506) 2511 - 4440

E-mail: dirección.lanamme@ucr.ac.cr

web: <http://lanamme.ucr.ac.cr>



Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica

Comité de Puentes

Roy Acuña Prado, coordinador

Eduardo Bonilla Haddad

Javier Cartín Carranza

Rolando Castillo Barahona

Miguel Cruz Azofeifa

Manuel Cruz Torres

Carlos Fernández Chaves

Jorge Gutiérrez Gutiérrez

María Laporte Pirie

Mario Loría Galagarza

Adriana Monge Chaves

Álvaro Poveda Vargas

María José Rodríguez Roblero

Guillermo Santana Barboza

Página intencionalmente dejada en blanco



Contenidos

Presentación	vii
--------------------	-----

Capítulo 1

Filosofía y objetivos

C1.1 Filosofía	9
C1.2 Alcance	10
C1.3 Objetivos	11
C1.4 Especificaciones y publicaciones por utilizar	12
C1.5 Suposiciones generales	12

Capítulo 2

Determinación de la demanda sísmica

C 2.1 Generalidades	13
Descripción geológica, tectónica y geográfica de las zonas sísmicas	16
C 2.2 Influencia del sitio de cimentación	19
C 2.3 Tipos de sitios de cimentación	21
C 2.3.1 Generalidades	21
C 2.3.2 Definición de los parámetros geotécnicos	23
C 2.4 Determinación del espectro de diseño - procedimiento general	24

C 2.5	Determinación del espectro de diseño - procedimiento específico	25
C 2.5.1	Análisis de amenaza sísmica de sitio específico..	26
C 2.5.2	Análisis de respuesta dinámica para el sitio.....	27
C 2.6	Efectos de amplificación espectral por la presencia cercana de una falla	29
C 2.7	Historias de aceleraciones para los análisis	31

Capítulo 3

Clasificación y métodos de diseño estructural

C 3.1	Clasificación operacional	37
C 3.2	Estrategias para el diseño de sistemas sismorresistentes.....	37
C 3.3	Categorías de diseño sísmico y zonas de desempeño sísmico	39
C 3.4	Factores de modificación de la respuesta	40
C 3.5	Métodos de análisis.....	42
C 3.6	Puentes temporales.....	43

Capítulo 4

Puentes simples de un solo tramo

C 4.1	Generalidades	45
C 4.2	Características de un puente simple de un solo tramo	46
C 4.3	Cargas y combinaciones de carga	46
C 4.4	Diseño de los bastiones	47
C 4.5	Diseño de los apoyos	48
C 4.6	Diseño de las llaves de cortante	49
C 4.7	Longitud de asiento mínima	49

Capítulo 5

Rehabilitación de puentes existentes

C 5.1	Generalidades	52
C 5.2	Proceso para el diseño estructural de una rehabilitación sísmica	52
C 5.3	Niveles de desempeño para rehabilitación sísmica	53
C 5.4	Niveles de sismo	56
C 5.5	Clasificación por importancia operacional	57
C 5.6	Vida de servicio remanente	57
C 5.7	Selección del nivel de desempeño	58
C 5.8	Puentes exentos	59
C 5.9	Determinación del nivel de riesgo sísmico	59
C 5.10	Categorías de rehabilitación sísmica (CRS)	59
C 5.11	Proceso de rehabilitación para un sismo de nivel inferior y un sismo de nivel superior	60
C 5.12	Requisitos mínimos	61
C 5.13	Diagnóstico preliminar y priorización	62
A	Método de índices	64
B	Método de daño esperado	65
C	Método de evaluación del riesgo sísmico	66
C 5.14	Evaluación detallada	67



Presentación

La Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica ofrece a los profesionales del CFIA los comentarios al documento *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*, publicado el año anterior, y complementa sus indicaciones con aclaraciones de muchos de los temas, para que sus usuarios lo puedan aplicar con un criterio más amplio y con mayor seguridad.

La elaboración de los comentarios busca cumplir los objetivos siguientes:

Explicar el origen de algunas disposiciones, de manera que el lector pueda tener otras fuentes de consulta.

Ampliar algunos conceptos incluidos en los Lineamientos para aclarar la manera correcta de su aplicación.

Incluir figuras y gráficos que complementen y expliquen los conceptos y disposiciones de los Lineamientos.

Presentar referencias que fueron consideradas, de manera que el lector interesado pueda profundizar sobre los temas tratados.

Los Comentarios han sido organizados de manera que tengan una numeración concordante con la de los Lineamientos, para que el lector pueda establecer una relación directa entre los dos documentos. En todos los casos se ha antepuesto la letra C a la numeración de los comentarios para que no haya confusión cuando se hace referencia al texto o a figuras de los Lineamientos o de los Comentarios.

Este documento puede ser una referencia de mucha utilidad para los profesionales que realizan los diseños estructurales de puentes, que encontrarán gran variedad de aclaraciones y comentarios sobre los temas tratados y una guía práctica que pueda ayudar a utilizar de mejor manera los *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*.

La Comisión reconoce y agradece el apoyo del Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos y la colaboración amplia del Lanamme y espera que el aporte que realiza con esta publicación apoye la labor de los profesionales de manera que, al disponer de mayor información, puedan realizar diseños de puentes más seguros en beneficio de nuestra sociedad.

Roy Acuña

Presidente CPCSCR

Junio, 2014



Filosofía y objetivos

Como su nombre lo indica, el documento “Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes” no pretende ser un código sísmico para los puentes de nuestro país. A partir del terremoto de San Fernando, California, de 1971, el problema del adecuado desempeño sísmico de los puentes, ha sido objeto de amplios estudios en diversos países del planeta, los cuales han derivado en una profusa colección de normativas, adecuadas para la seguridad sísmica de puentes con tipologías relativamente estándar.

Sin embargo, para alcanzar niveles apropiados y consistentes de desempeño sismorresistente, los puentes de nuestro país, sean estos nuevos o existentes objeto de una rehabilitación sísmica, se hace necesario contar con lineamientos que definan, entre otras cosas, requisitos de sismicidad y estudios de sitio y que orienten el diseño. Este es el propósito de los Lineamientos y el objetivo de estos Comentarios es facilitar su comprensión.

1.1 Filosofía

Los Lineamientos contienen requisitos mínimos. Para asegurar los objetivos de desempeño definidos en el artículo 1.3, el profesional responsable debe ampliar estos niveles mínimos cuando lo considere necesario, cumpliendo a su vez con los requisitos de las especificaciones y publicaciones que se enumeran en el artículo 1.4. En ellas se emplea la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés), profusamente utilizadas en el diseño estructural de todo tipo de sistemas estructurales.

Adicionalmente a los métodos de diseño empleados, un buen desempeño es favorecido por una sana estructuración que privilegie la simetría y la regularidad y por la calidad de los materiales, detalles, métodos constructivos e inspección utilizados.

Al igual que en las edificaciones, se considera aceptable que durante un sismo los puentes se deformen más allá del límite elástico de los materiales, sea en su superestructura o en su subestructura, ajustándose a las estrategias definidas en el artículo 3.2. La estrategia anterior se asocia a daños en los elementos estructurales, los cuales se consideran aceptables en tanto no se afecte su estabilidad como sistema ni se reduzca de manera sensible su capacidad para resistir cargas.

Por la naturaleza aleatoria de los eventos sísmicos, debe quedar claro, tanto para el profesional responsable del diseño como para el propietario de los puentes (sea este el gobierno central, los municipios o empresas privadas), así como para sus usuarios, que la utilización de cualquier lineamiento o normativa para el diseño sismorresistente de puentes procura alcanzar los objetivos expresados en el artículo 1.3 en términos probabilísticos.

Por haber probado un comportamiento inadecuado cuando se les utiliza para ese fin, el artículo finaliza con la prohibición expresa a utilizar gaviones como bastiones en cualquier tipo de puentes.

1.2 Alcance

A diferencia de las edificaciones, los puentes presentan muy diversas tipologías estructurales; además, por estar condicionados por el trazado de las vías de las que forman parte, suelen presentar condiciones particulares en su sitio de cimentación. Asimismo, un pequeño porcentaje de los puentes son realmente singulares en sus dimensiones, complejidad, costos y niveles de importancia. En consecuencia, estos Lineamientos están concebidos para aquellos puentes que por sus dimensiones, tipologías y características generales, representan un elevado porcentaje de la totalidad de puentes que se diseñan, construyen o se rehabilitan en el territorio nacional. Corresponde a un profesional responsable, con amplios conocimientos y experiencia profesional, definir los criterios adicionales que sea necesario incorporar en puentes que presenten condiciones particulares.

Estos Lineamientos son aplicables a puentes vehiculares, ferroviarios o peatonales. Para ello, en el artículo 1.4 se indican las normativas específicas asociadas con cada caso. Para otros tipos de trasiego, que no son considerados en el mencionado artículo, el profesional responsable debe determinar cuánto de las normativas incluidas en dicho artículo, así como en otras partes de estos Lineamientos, es aplicable a su caso específico, considerando además otros criterios que sean específicos para cada caso

particular. Asimismo, quedan excluidos de estos Lineamientos las tipologías más complejas de puentes, tales como los puentes colgantes, atirantados, tipo cercha, tipo arco, móviles, cuya especificidad impide presentar normativas generales para su diseño.

Para puentes que contengan al menos una luz libre mayor que 150 metros y que sean de gran importancia o elevado costo, deberá contarse con estudios específicos para determinar la amenaza sísmica de sus sitios de ubicación. Además, será necesario incorporar criterios de diseño adicionales a los establecidos en los Lineamientos.

El documento permite, pero no incorpora especificaciones sino que lo delega a los criterios del profesional responsable, el uso de dispositivos para el aislamiento sísmico de la estructura o parte de ella o para el incremento de la disipación de su energía. En estos casos es esencial implementar protocolos de seguimiento durante toda la vida del puente, para asegurar que se mantengan inalteradas las condiciones necesarias para que este tipo de dispositivos funcionen de la manera que fueron concebidos, en el momento que sobrevenga un sismo con sacudidas sísmicas como las contempladas en el sismo de diseño.

Finalmente, como es usual en este tipo de normativas, el documento está orientado a proteger los puentes de las vibraciones causadas por la sacudida sísmica. Otros efectos potencialmente dañinos del sismo, como asentamientos, deslizamientos, licuación del terreno o rupturas por fallas superficiales deben evitarse, sea por una adecuada selección del sitio o mediante su modificación para contrarrestar los impactos.

1.3 Objetivos

Los Lineamientos establecen un objetivo que, en términos generales, se orienta a proteger la vida y la integridad física de las personas y a reducir el impacto de los daños materiales y las pérdidas económicas en la sociedad. Para esto, se asignan objetivos de desempeño específicos para cada puente de acuerdo con su importancia y con las funciones que cumple durante las condiciones de emergencia que provoca el evento sísmico.

Para los puentes convencionales, el objetivo es proteger la vida y la integridad física de las personas y se procura que la estructura resista sismos fuertes sin colapso. En puentes con mayor importancia se procura, no solo que se proteja la vida de los que circulan, sino que los daños materiales permitan el tránsito inmediato

de vehículos de emergencia y no causen la interrupción del tránsito general durante un período mayor que una semana.

Se establecen diferentes períodos de retorno para la sacudida sísmica de diseño para los puentes que tienen diferente importancia y además, para los puentes más importantes se establecen dos objetivos de desempeño para dos niveles de sacudida sísmica.

1.4 Especificaciones y publicaciones por utilizar

Los Lineamientos se basan en la aplicación de normas de diseño específicas para puentes vehiculares, ferroviarios y peatonales, así como de normas para rehabilitación de puentes y de aspectos constructivos.

El énfasis se da en los puentes vehiculares, por lo que, en el caso de puentes ferroviarios y peatonales, se debe seguir lo que establecen las normas respectivas, adaptadas a la demanda sísmica y los criterios generales expuestos en los Lineamientos.

1.5 Suposiciones generales

Para obtener un adecuado desempeño de los puentes ante el efecto de los sismos, se requiere que los profesionales involucrados en el diseño, la construcción y la inspección apliquen correctamente los requisitos de los Lineamientos, ejecuten las obras con materiales y mano de obra de buena calidad y ejerzan el control adecuado de la obra.

Adicionalmente, se requiere que se brinde el mantenimiento permanente a la estructura y que se realicen las reparaciones o mejoras necesarias en caso de que sufra daños durante un sismo.



Determinación de la demanda sísmica

C 2.1 Generalidades

Las especificaciones y guías AASHTO, que sirven de base para este documento, fueron desarrolladas para los EE.UU. Es necesario definir el marco tectónico costarricense para poder realizar el cálculo de la demanda sísmica.

La zonificación sísmica mostrada en la figura 2.1 es la misma que la del Código Sísmico de Costa Rica vigente (CSCR 2010). Los mismos criterios que rigieron para presentar la demanda sísmica en el CSCR 2010 (y el CSCR 2002), con un mapa de zonificación en vez de uno con líneas de isoaceleración, rigieron en este caso para los presentes Lineamientos. Los criterios más importantes fueron el reducido tamaño del país, las condiciones geográficas y la distribución de los centros urbanos, que permitieron definir los límites sin generar contradicciones importantes en la solicitud sísmica por el cambio escalonado de la amenaza entre dos zonas.

La principal diferencia entre la definición de la amenaza sísmica en el CSCR 2010 y los Lineamientos radica en que el CSCR 2010 la define para un período de retorno de 500 años y en los Lineamientos se requiere un período de retorno de aproximadamente 1000 años (la probabilidad de excedencia del 7% en 75 años es igual a 1033 años, propuesto por el AASHTO LRFD). La demanda sísmica para los puentes “normales” es por tanto, significativamente mayor que para las edificaciones “normales”.

La amenaza sísmica del país está regida en primera instancia por la sismicidad de la zona de subducción de la placa Coco bajo la placa Caribe, que se presenta paralela a la costa pacífica. Las deformaciones y esfuerzos generados en la corteza como efecto secundario de la interacción de las placas tectónicas, originan fallamientos someros que se han identificado en casi todo el país; en especial en la zona central,

que atraviesa Costa Rica desde Puerto Limón hasta Puntarenas. Montero (2001) llama a este complejo y ancho sistema de fallamiento, el “Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (CDCCR)”, y posiblemente representa el límite norte de la microplaca de Panamá. La amenaza sísmica es producto de una zona de subducción que es capaz de generar sismos de magnitudes cercanas a 8 y de fallas corticales que, por lo general, generan sismos de magnitudes intermedias y se encuentran ubicadas en casi todo el territorio y cerca a centros poblados. Por lo tanto, se muestra una amenaza alta en la costa pacífica (incluidas las dos penínsulas), una amenaza baja en el noreste del país y una amenaza sísmica intermedia en el resto del país.

Los mismos estudios de amenaza sísmica que se analizaron para la zonificación del Código Sísmico de Costa Rica 2010, se volvieron a examinar para la zonificación de los Lineamientos. Además de los estudios regionales elaborados en el John Blume Earthquake Engineering Research Center de la Universidad de Stanford en 1976 (Mortgat et ál., 1977) y en el centro noruego de investigación sísmológica NORSAR en 1994 (Climent et ál., 1994 y Laporte et ál., 1995), se consultaron más de 74 estudios de amenaza sísmica de sitio específico para más de 155 puntos en todo el país durante el período de 1995 al 2011. Los resultados de todos estos estudios proporcionan, para cada sitio, una relación de la aceleración pico (PGA) versus su período de retorno. Se evaluó en todos los puntos estudiados la correlación $PGA_{T=1000 \text{ años}} / PGA_{T=500 \text{ años}}$ y se obtuvo consistentemente el valor de 1.18, que osciló entre 1.15 y 1.22. Se estableció que la amenaza sísmica para $T = 1000 \text{ años}$ fuera 20% mayor que para $T = 500 \text{ años}$. Por lo tanto, las zonas sísmicas zona II, zona III y zona IV están caracterizadas por una aceleración pico efectiva en roca (sitio de cimentación S_1 , artículo 2.3) de 0.24, 0.36 y 0.48, respectivamente y expresadas como fracción de la gravedad.

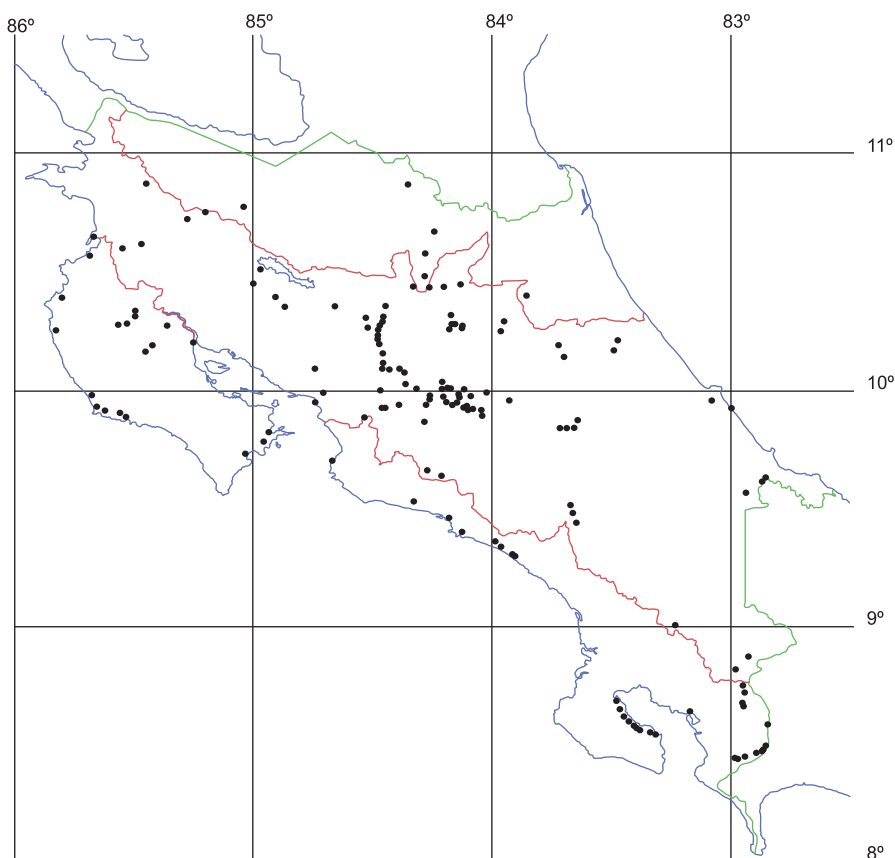


Figura C2.1-1. Sitios cuya amenaza sísmica ha sido evaluada en diversos estudios y cuyos resultados se han considerado para la zonificación sísmica de los Lineamientos. En rojo se muestran los límites de la zonificación.

Los 74 estudios de amenaza sísmica, consultados para la revisión de la zonificación sísmica del CSCR 2010, fueron realizados por la ingeniera María Laporte o en conjunto con el geólogo Gerardo Soto. Todos ellos han sido documentados en informes técnicos entregados a los clientes. Estos se muestran en el capítulo C2 de los comentarios del Código Sísmico de Costa Rica 2010 y la ubicación de la mayoría de estos estudios se muestra en la figura C2.1-1. Los resultados de sitio específico son congruentes con el estudio regional Norsar (Laporte et ál., 1994), salvo por valores más elevados estimados en estos estudios recientes para la zona costera del Pacífico Central y las cercanías del volcán Poás.

Descripción geológica, tectónica y geográfica de las zonas sísmicas

La descripción geológica, tectónica y geográfica de cada una de las zonas, a continuación, fue preparada por el geólogo Gerardo Soto para los comentarios del CSCR 2010 y estos comentarios (Soto, 2011). Estas zonas se describen con base en las características de las rocas que constituyen su basamento y relleno geológico, así como sus características tectónicas intrínsecas y las de las áreas adyacentes que las influyen. El aspecto geográfico es en realidad un reflejo de la morfodinámica, principalmente la interna (tectónica), pero también es influenciada por la dinámica externa (sedimentación y anatomía de las cuencas). Las siguientes caracterizaciones se basan principalmente en los mapas regionales tectónicos y geológicos de Costa Rica (Denyer et ál., 2003 y 2009; Denyer y Alvarado, 2007).

Zona II: Comprende la vertiente norte y Caribe norte, conocidas como las llanuras de San Carlos y Tortuguero. Las cuencas desaguan de la cordillera de Guanacaste hacia el lago de Nicaragua, o de las cordilleras de Tilarán y Volcánica Central hacia el río San Juan o hacia el mar Caribe en el noreste del país.

El basamento de rocas afines al Complejo de Nicoya se encuentra a dos o más kilómetros de profundidad y el relleno ulterior es de rocas sedimentarias de edades del Paleoceno-Mioceno, de unos 65 a 5 millones de años (65–5 Ma), en el sector norte; y del Paleoceno-Pleistoceno (unos 65-0.1 Ma) en el sector Caribe norte. Las rocas del Arco de Sarapiquí, que fue un arco volcánico activo en el Mioceno (unos 20-5 Ma), se encuentran principalmente en el sector central. El sector norte de la cordillera de Guanacaste comprende rocas volcánicas del arco activo, con edades de menos de 2 Ma. También las rocas volcánicas del trasarco, en el sector de Tortuguero, tienen edades menores que 2 Ma. La secuencia, en general, está sobreyacida por aluviones y flujos de detritos sedimentados tras la intensa erosión del arco en las llanuras aluviales, con espesores de decenas a centenas de metros. En el sector noroeste también hay sedimentos lacustres en la cuenca del lago de Nicaragua, mientras que en el extremo noreste hay sedimentos marinos y transicionales estuarinos.

Desde el punto de vista geotectónico, incluye la parte trasera del arco volcánico de la cordillera de Guanacaste y gran parte del sector trasarco costarricense.

La tectónica activa actual probablemente se asocia con la distensión terminal del área del graben de Nicaragua, con pocas estructuras activas, como en el sector más externo del arco volcánico (falla Caño Negro), y en general, baja sismicidad cortical. Algunos focos sísmicos aledaños se encuentran en el nido de Parismina, en el sector marino colindante al este de la zona, y en el área del lago de Nicaragua.

Además, hay epicentros de sismicidad de subducción profunda, generalmente de baja a mediana magnitud, pero con focos con más de 100 km de profundidad.

Zona III: Comprende el sector Pacífico de la cordillera de Guanacaste y la totalidad de las cordilleras de Tilarán, Volcánica Central y Talamanca, así como las áreas de los valles del Tempisque, Central, de Los Santos y de El General - Coto Brus; el sector oriental del golfo de Nicoya y toda la vertiente del Caribe central y sur.

El grueso de las rocas es volcánico con edades desde el Mioceno hasta el presente (25-0 Ma), o bien plutónicas del Oligoceno-Plioceno (29-2 Ma), que ejemplifican la evolución del arco magmático, desde cordilleras antiguas hasta el arco activo presente. Las rocas que aparecen en los valles citados son de cuencas sedimentarias desarrolladas desde el Paleoceno hasta el Pleistoceno (últimos 65 Ma) y coronadas por rellenos aluviales espesos del Pleistoceno-Holoceno, especialmente en los valles del Tempisque, El General y Coto Brus, y en la vertiente del Caribe central y sur.

Desde el punto de vista morfotectónico, comprende casi todo el arco interno (todas las cordilleras, excepto la vertiente norte de la de Guanacaste) y gran parte de las cuencas antearco Pacífico y el trasarco Caribe de Costa Rica.

La tectónica activa incluye fallas transversales al arco, así como muchas paralelas a él, tanto en el margen Caribe como en el frontal, hacia el antearco. La mayoría de estas fallas son transcurrentes, pero también las hay inversas en la base de las cordilleras. Uno de los sistemas de fallas más conspicuos dentro de la zona III es el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (detallado por Montero, 2001), que afecta principalmente el Valle Central, la cordillera Volcánica Central y los alrededores. Forma un sistema difuso y ancho entre la placa Caribe y la microplaca de Panamá, que atraviesa la región central de Costa Rica desde la Fosa Mesoamericana (margen Pacífico) hasta el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (margen Caribe). Sus fallas neotectónicas se originaron como el resultado del estado de esfuerzos producto de la colisión de la Serranía Oceánica del Coco con la placa Caribe, frente al sur de Costa Rica. Por su parte, el límite norte entre la Microplaca de Panamá y la placa Caribe es un cinturón de fallas y pliegues inversos en la zona entre el arco magmático y el trasarco, y vendría a ser una continuación en la tierra del Cinturón Deformado del Norte de Panamá. Esta estructura es un ancho cinturón arqueado de plegamiento y corrimiento que se extiende paralelo a la costa Caribe, desde el golfo de Urabá en Panamá hasta Limón en Costa Rica. Los mecanismos focales son predominantemente de sobrecorrimiento. En nuestro país, corre paralelo a la costa del Caribe, de Limón hacia el sur de Costa Rica y causa intensas deformaciones en un cinturón de plegamiento y corrimiento en el sector trasarco del Caribe sur.

Zona IV: Comprende las áreas peninsulares del Pacífico costarricense (Nicoya, Osa y Burica, excepto Descartes y Santa Elena) y los promontorios de Herradura y Quepos. Asimismo, las áreas de filas paralelas a la costa, de la desembocadura del río Tárcoles hacia el sureste.

Las rocas que constituyen el núcleo de las penínsulas y promontorios son del basamento regional (Complejo de Nicoya y otros complejos ígneos básicos) y las más antiguas del país, de naturaleza ígnea oceánica (basaltos y gabros principalmente), con rocas sedimentarias subordinadas (principalmente radiolaritas) y cuyas edades van desde el Jurásico hasta el Eoceno (unos 180-46 Ma). Sobreyace al basamento toda una espesa y compleja secuencia de rocas sedimentarias de diversas cuencas, desarrolladas desde el Cretácico Superior hasta el Pleistoceno (los últimos 100 Ma), y en términos generales, las más antiguas son de ambientes profundos y las más jóvenes, de ambientes sedimentarios someros. Sedimentos aluviales, marinos y transicionales (estuarinos y deltaicos), con espesores decamétricos, se encuentran en la periferia costera y sobreyacen a todas las secuencias descritas.

Desde la perspectiva morfotectónica, comprende los sectores del antearco y gran parte de las cuencas del antearco, que se han desarrollado principalmente en un ambiente de subducción aledaño a la fosa.

Tectónicamente, la zona IV está afectada por la zona de subducción (la placa Coco se subduce bajo la Caribe y la microplaca de Panamá en la Fosa Mesoamericana), que corre paralela a la costa Pacífica. En el punto triple, al sur de la península de Burica, se encuentran las placas del Coco, Caribe y Nazca. La zona de subducción que genera sismos (llamada usualmente “zona sismogenética”) se divide en tres secciones principales: Nicoya, Central y Sur (Osa). Estas se caracterizan porque la edad de la placa y sus características de rugosidad superficial, así como el ángulo con que se subducen los tres sectores son diferentes. La placa del Coco presenta montes submarinos que se subducen en el sector Central, y en el sur se subduce la Serranía Oceánica del Coco, con montes de varios hectómetros a kilómetros de alto. Por esto, las características de la sismicidad varían dentro del sistema de subducción y con frecuencia los epicentros de los sismos mayores se ubican bajo las penínsulas. Al sur de Burica, donde interaccionan las tres placas mencionadas, se da la Zona de Fractura de Panamá, una estructura muy activa con características de falla de movimiento transcurrente entre las placas Nazca y Coco.

La falla Media es la continuación en tierra de la Zona de Fractura de Panamá, que corre con rumbo aproximadamente de norte a sur. Se extiende por la península de Burica hacia el norte, luego hacia el noreste y se adentra en Panamá. Es de alto ángulo y de desplazamiento de rumbo dextral con componente inversa. El último

movimiento se circunscribe al Cuaternario. Esta falla acomoda la deflexión de la Fosa Mesoamericana a lo largo del borde oriental de la placa del Coco (Corrigan et ál., 1990). Afecta rocas pleistocénicas y pliocénicas de la formación Charco Azul y al basamento cretácico tardío (Complejo de Nicoya). El límite noroeste de la falla es la cabecera del río Corotú, en la península de Burica. Al sur, la falla se despliega en varios ramales que entran al mar, por lo que su límite sureste no se ha determinado.

El conjunto de la subducción con sus tres modalidades y la Zona de Fractura de Panamá, hace que el sector del antearco hacia el continente presente una serie de filas levantadas tectónicamente (desde el promontorio de Quepos hacia el sur), como frentes de plegamiento y sobrecorrimiento, con fallas inversas y de desplazamiento de rumbo, algunas con neotectónica muy activa, sobre todo en el sector fronterizo con Panamá.

Una falla activa se entiende como aquella falla cortical somera (de profundidad menor o igual que 25 km) con traza conocida y con evidencia de desplazamiento en el Holoceno (los últimos 11 000 años). El mapa tectónico de Costa Rica (Denyer et ál., 2003 y 2009) muestra las fallas corticales de Costa Rica que se han identificado con actividad del Cuaternario y del Terciario. Las fallas con actividad del Cuaternario incluyen las del Holoceno y parte del Pleistoceno y abarcan un período aproximadamente de un orden de magnitud mayor que el Holoceno. Una falla cercana con capacidad de modificar la sacudida sísmica de un sitio, es una falla activa ubicada a menos de 5 km de distancia y con capacidad de generar un sismo de magnitud de al menos M_w de 6.5. Este tema se trata en el apartado 2.6.

C2.2 Influencia del sitio de cimentación

El comportamiento dinámico de los puentes se ve afectado directamente por las condiciones geotécnicas del sitio. Los suelos pueden amplificar o deamplificar y cambiar el contenido de frecuencias predominantes de la sacudida sísmica, con respecto a la señal originada a profundidad, en la base de roca. El grado de amplificación o deamplificación depende de la intensidad de la sacudida en roca y de las características del perfil geotécnico en el sitio.

Los sismos de México de 1985 y de Loma Prieta de 1989 generaron gran cantidad de registros de movimientos fuertes del terreno, en especial acelerogramas, en sitios de suelos blandos. Estos registros proporcionaron información fundamental para establecer el procedimiento de caracterización del sitio, así como para determinar los correspondientes factores que definen la forma espectral de respuesta elástica de los códigos sismorresistentes como UBC 1997, SEAOC 1999, NEHRP 2009, IBC 2012, ASCE/SEI 7-10 2010, AASHTO LRFD (guía, 2011 y especificaciones, 2012),

entre otros. Esta información de movimientos fuertes del terreno fue analizada a principios de la década de 1990 en talleres de trabajo en los que contribuyeron varios prestigiosos investigadores de EE.UU. e internacionales, bajo el auspicio del National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) de Buffalo, Nueva York, donde se definieron las pautas para caracterizar y estandarizar “tipos de sitio de cimentación” y para definir cómo estos modifican los espectros de respuesta de la sollicitación dinámica (Martin, 1994).

Por ejemplo, los registros de estos dos sismos demostraron que los sitios blandos son capaces de amplificar (y no solamente atenuar, como se creía anteriormente) las aceleraciones moderadas provenientes del basamento de roca (ver figura C2.2-1). Generalmente, las amplificaciones mayores suceden en los períodos fundamentales del depósito. Sin embargo, durante movimientos muy fuertes, donde se espera un comportamiento altamente no lineal del suelo, los depósitos blandos atenúan la magnitud de la sacudida.

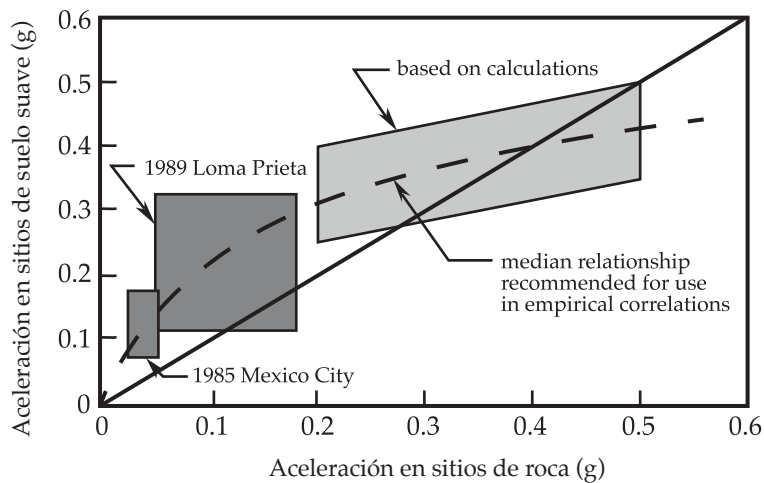


Figura C2.2-1: Relaciones entre aceleraciones máximas en roca y otros tipos de sitios de cimentación, Tomado de Dobry et ál., 2000.

C2.3 Tipos de sitios de cimentación

La clasificación del tipo de sitio corresponde a las características geotécnicas de los emplazamientos de los bastiones y las pilas. En caso de condiciones geotécnicas diferentes entre sí, el último párrafo del apartado 2.2 describe cómo proceder para clasificar el sitio y generar el espectro.

C2.3.1 Generalidades

En el artículo 2.3.1, se comentan los cinco tipos de sitio considerados y en las tablas 2.3-1 y 2.3-2, se describen los rangos de los parámetros geotécnicos que los caracterizan. Estas cinco categorías se escogieron con base en la categorización de los sitios de cimentación utilizados en la mayoría de los códigos sismorresistentes presentados en los EE.UU. (UBC 1997, SEAOC 1999, NEHRP 2009, IBC 2012, ASCE/SEI 7-10 2010, AASHTO LRFD (guía, 2011 y especificaciones, 2012), entre otros). Estos sitios se detallan y comentan en Dobry et ál., 2000. Esta publicación contiene los valores de los coeficientes espectrales de período corto (C_a) y período largo (C_v) propuestos para la construcción de los espectros elásticos que toman en cuenta los efectos de respuesta de sitio. En los talleres del NCEER antes mencionados, se definieron los sitios de cimentación y los coeficientes espectrales. Estos dos coeficientes (C_a y C_v) definen las formas espectrales elásticas para las diferentes zonas sísmicas y los diferentes sitios, y son la base para la construcción de las formas espectrales elásticas de varios códigos sismorresistentes, incluidos los mencionados anteriormente. Las versiones CSCR 2002 y 2010 también utilizan estos coeficientes para generar las formas espectrales elásticas e inelásticas de diseño.

Los tipos de sitio S_1 , S_2 , S_3 , S_4 y S_5 corresponden a los perfiles de suelo S_B , S_C , S_D , S_E y S_F . Se excluyó la categoría S_A (roca muy dura y cristalina), definida por el ASCE 7-10 y especificaciones AASHTO LRFD 2012, por considerarse que no es un tipo de sitio común en Costa Rica.

El parámetro más influyente en el comportamiento de un depósito es el promedio de la velocidad de onda cortante. Comúnmente, un depósito puede estar compuesto por varias capas con diferentes características. En caso de estratos de suelo someros o medios, de espesores menores que 30 metros, todo el depósito es importante para la respuesta global sísmica. En depósitos más profundos, de contextura rígida, el movimiento en la superficie tiende a ser regido por las características de los primeros 30 a 50 metros del depósito, por lo que puede ser caracterizado por el promedio de la velocidad cortante de los 30 m superficiales. Los depósitos muy profundos, de consistencia media a blanda, no se pueden caracterizar de esta manera. Como se

menciona en el párrafo a continuación, deben ser evaluados mediante un estudio específico de respuesta dinámica para el depósito.

Existen suelos de comportamiento muy detrimental, al ser sujetos a sollicitación sísmica, que escapan la caracterización de los sitios S_1 , S_2 , S_3 y S_4 . AASHTO LRFD (2009) designa este tipo de suelos como S_F y los Lineamientos, como S_5 . Se requiere para ellos, una evaluación geotécnica específica con un subsecuente análisis de comportamiento dinámico del depósito, para la generación de los correspondientes espectros de diseño. Entre estos suelos se encuentran: 1) las turbas o arcillas muy orgánicas, de más de 3 m de espesor, 2) arcillas de muy alta plasticidad con IP mayores que 75, de espesores mayores que 7.5 m y 3) arcillas suaves o de mediana rigidez, con espesores mayores que 35 m.

En la categoría S_5 , no se incluyeron los suelos vulnerables a la falla potencial o colapso, tales como los suelos licuables, las arcillas muy sensibles ('quick clays') y los suelos débilmente cementados, como se han incluido en otros códigos (IBC 2009, ASCE/SEI 7-10 2010, CSCR 2010). Se apegó a la recomendación del AASHTO LRFD 2009, que consideró que los análisis especiales para el refinamiento de las amplificaciones de la sollicitación dinámica son un requisito demasiado fuerte para el diseño de puentes ordinarios. También, la información reducida de casos reales indica que la licuación reduce la respuesta espectral en vez de aumentarla, excepto en ciertos períodos. Debido a la reducción general de las amplitudes de respuesta espectral por el fenómeno de licuación, el diseñador debe considerar análisis especiales de respuesta dinámica en sitios propensos a licuarse, para evitar ser extremadamente conservador en la evaluación de la sollicitación dinámica cuando se presente licuación. El apartado C2.5.2 comenta los análisis de respuesta dinámica para los sitios propensos a la licuación.

El tipo de sitio debe ser establecido a partir de datos geotécnicos debidamente sustentados. El estudio geotécnico que se requiere para establecer las propiedades del sitio debe ser función de la importancia del puente y las condiciones específicas del sitio, de acuerdo con el Código de Cimentaciones de Costa Rica (ACG, 2009). En lugares donde las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle como para determinar apropiadamente el perfil geotécnico del sitio, se debe usar el tipo S_3 . No es necesario suponer un tipo de sitio S_4 o S_5 , a menos que el ingeniero responsable del diseño lo considere apropiado, o bien en el caso en que los tipos S_4 o S_5 sean establecidos a partir de datos geotécnicos.

En el caso en que no se tengan velocidades de onda cortante para el sitio, la caracterización se puede hacer mediante otros parámetros geotécnicos. De preferencia se puede utilizar el valor del número de golpes de la prueba de penetración para suelos no cohesivos y el valor de resistencia no drenada para suelos cohesivos.

Sin embargo, para proyectos de gran magnitud, se debe utilizar la velocidad de onda cortante, por ser el parámetro más indicado para la caracterización de un sitio.

Para categorizar los sitios de acuerdo con el artículo 2.2, se deben tomar en cuenta los diferentes suelos que los componen y sus respectivas propiedades geotécnicas. Las litologías que se incluyen en los tipos de sitio S_1 , S_2 , S_3 y S_4 , pueden ser compuestas por suelos o rocas (para el caso de S_1), suelos cohesivos y suelos no cohesivos (para el caso de S_1 , S_2 y S_3) o suelos predominante cohesivos (para el caso de S_4).

Para caracterizar un sitio, el AASHTO LRFD (2009) sugiere un procedimiento que aquí se presenta adaptado a las definiciones usadas en esta norma:

Paso 1. Verificar si el sitio pertenece a alguna de las tres categorías de suelos detrimentales mencionadas anteriormente. Si este es el caso, el sitio clasifica como S_5 y se requiere llevar a cabo un estudio específico de respuesta dinámica del depósito para la evaluación del espectro de diseño. Alternativamente, deben implementarse medidas correctivas o desechar el sitio.

Paso 2: Caracterizar el sitio utilizando uno de los tres parámetros del suelo: la velocidad de onda cortante promedio ponderada (\bar{V}_s), la resistencia a la penetración estándar promedio ponderada (N) o la resistencia no drenada promedio ponderada (\bar{S}_u), calculadas de acuerdo con las expresiones 2.3-1 a 2.3-3, para los 30 m superficiales del sitio, y dándole prioridad a la caracterización mediante el parámetro \bar{V}_s . Si se llegaran a diferentes categorías de tipos de sitio al utilizar los parámetros N o \bar{S}_u , entonces se debe tomar el tipo de sitio como el más blando.

Para el diseño preliminar, en caso de no contar con información apropiada ni evidencia de que este se pueda clasificar como S_4 o S_5 , se puede suponer el tipo de sitio como S_3 . Para el diseño definitivo, la clasificación del sitio debe estar basada en una investigación geotécnica que determine la estratigrafía y los parámetros necesarios del perfil de suelo indicados en las tablas 2.3-1 y 2.3-2, según la importancia del puente.

C2.3.2 Definición de los parámetros geotécnicos

En caso de que un sitio sea particularmente no uniforme, se recomienda llevar a cabo una medición directa de la velocidad cortante, ya que este es el parámetro más influyente en el comportamiento dinámico de un depósito y es al que se le debe dar prioridad para clasificar el sitio.

Como complemento, existen correlaciones empíricas entre el número de golpes o la resistencia no drenada, y la velocidad cortante (Kramer, 1996). Estas se pueden aplicar para corroborar los valores de velocidad cortante medidos en muestras representativas o mediante métodos in situ.

C2.4 Determinación del espectro de diseño - procedimiento general

La construcción de espectros, según el procedimiento general, se lleva a cabo mediante la definición de la zona sísmica del sitio (figura 2.1 y tabla 2.1-1), que implica la aceleración pico efectiva (a_{ef} en roca de 0.24 g , 0.36 g y 0.48 g , respectivamente, para las zonas II, III y IV) y los coeficientes sísmicos de período corto, C_a , y período largo, C_v , mostrados en la tabla 2.4-1. Esta información es suficiente para definir el espectro de acuerdo con la figura 2.2 y las expresiones 2.3-4 a 2.3-6. Este nivel de sollicitación sísmica está asociado a un período de retorno de 1000 años, aproximado a una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años (como lo requiere la Guía AASHTO LRFD) y un amortiguamiento del 5%.

El tipo de sitio S_1 , de roca suave, es el sitio de referencia para los coeficientes de período corto y período largo: la $a_{ef} = C_a = C_v$. Al normalizar los coeficientes con base en a_{ef} , con respecto a este “patrón”, los valores mayores que la unidad representan una amplificación y los menores, una deamplificación. Se puede apreciar que para la zona II, siempre hay una amplificación conforme el sitio se hace más blando. Para la zona III, con una amenaza mayor, hay una amplificación gradual para los sitios S_2 y S_3 , pero una deamplificación para el sitio S_4 . Para la zona IV, que posee la amenaza sísmica más elevada de las tres zonas, solo hay amplificación para el tipo S_3 y deamplificación para S_4 . Los valores de C_v , que indican la extensión de la meseta espectral hacia los períodos largos, muestran consistentemente que conforme el sitio se hace más blando, la meseta del espectro se extiende hasta períodos más largos.

El concepto de a_{ef} originalmente propuesto por Newmark, define un valor de aceleración que caracteriza el movimiento del terreno en el rango de períodos de interés ingenieril y comúnmente es utilizado para escalar formas espectrales normalizadas (Reiter, 1990). Varias definiciones fueron propuestas para describir este parámetro apropiadamente. La definición de la aceleración efectiva que se adoptó en el presente documento, proviene del ATC 3-06 y representa el movimiento del terreno para períodos en el rango de 0.1 a 0.5 segundos, donde se dan los mayores valores espectrales de aceleración. Se calcula al dividir el promedio de las ordenadas espectrales de aceleración, para el 5% de amortiguamiento en este rango, por la constante 2.5. Laporte (2006) verificó que la a_{ef} es aproximadamente

igual a 0.8 multiplicada por la aceleración pico del terreno para el banco de datos de movimientos fuertes del terreno de Centroamérica.

Los procedimientos para caracterizar la sacudida sísmica presentados en esta sección, fueron desarrollados para condiciones geotécnicas relativamente uniformes. Como se mencionó en párrafos anteriores, el nivel de sacudida y las condiciones geotécnicas locales pueden cambiar notablemente la sollicitación dinámica en la superficie, con respecto a la señal que se origina en la base de roca. Dos temas tienen que ser resueltos para esta condición: el nivel dónde se aplica la sollicitación dinámica y cuál sollicitación utilizar en caso en que los bastiones o las pilas intermedias estén emplazadas en diferentes sitios de cimentación y por tanto, sujetas a diferentes sollicitaciones sísmicas. Estas variaciones no siempre se pueden solucionar con los procedimientos propuestos en estos “Lineamientos” (ver último párrafo del artículo 2.2). Para puentes “críticos”, puede ser necesario utilizar modelos analíticos más rigurosos para definir estas condiciones.

La profundidad donde se aplica la sollicitación dinámica para el caso de bastiones en pilotes, se define al tomar en cuenta la rigidez horizontal del sistema suelo – cabezal (“soil - cap”) versus el sistema de suelo - pilotes. Lo anterior se debe discutir y definir entre los ingenieros geotécnicos y estructurales del puente.

En los casos en que se debe aplicar la sollicitación dinámica a una cierta profundidad, un análisis de respuesta dinámica del suelo puede brindar con mayor precisión la forma del espectro en el punto de aplicación.

C2.5 Determinación del espectro de diseño - procedimiento específico

Cuando se requiere realizar análisis específicos para definir el espectro de diseño, se han de utilizar procedimientos de sitio específico para evaluar la amenaza sísmica, la respuesta dinámica del sitio o ambas.

Para el caso de sitios propensos a la licuación, no hay consenso ni recomendaciones de los valores de los coeficientes de período corto y período largo. Por tanto, a menos que el propietario requiera otra cosa, se recomienda lo siguiente:

Para sitios propensos a licuarse, utilizar los coeficientes C_a y C_v que corresponden al sitio clasificado por su velocidad cortante u otros parámetros que definen el tipo de sitio de cimentación. Los espectros así generados son conservadores para los movimientos en los períodos cortos. El propietario puede decidir, por tanto, utilizar un espectro igual que dos tercios de este

espectro. Sin embargo, para los períodos largos ($T > 1.0$ segundo), el espectro original puede no ser tan conservador y reducirlo a dos tercios de su valor puede ser inapropiado. Para el caso de reducir el espectro, se recomienda involucrar a un panel de expertos que estudien el caso, valoren las incertidumbres geotécnicas y de índole sismológicas y opinen si es apropiada la reducción para el caso en cuestión

Para el caso de un suelo tipo S_5 , se recomienda que el estudio de respuesta dinámica de sitio específico que corresponde llevar a cabo, sea revisado por un panel de expertos

C2.5.1 Análisis de amenaza sísmica de sitio específico

El objetivo de llevar a cabo un estudio de amenaza sísmica de sitio específico es desarrollar una sollicitación dinámica de diseño que sea más precisa que la que se puede definir mediante el procedimiento general del apartado 2.4, al utilizar la zonificación sísmica de Costa Rica. Por tanto, el estudio debe ser comprensivo, debidamente sustentado y debe incorporar las interpretaciones científicas más recientes que estén formalmente aceptadas por la comunidad científica e ingenieril. Es recomendable que de alguna manera se incorporen las incertidumbres de las varias posibles alternativas científicas en la evaluación de los modelos, valores de parámetros y relaciones de atenuación.

Un análisis de amenaza sísmica de sitio específico puede ser elaborado por medio de la metodología probabilística o la metodología determinística. Solo mediante la metodología probabilística se puede estimar una sollicitación sísmica para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años. En la estimación de la amenaza sísmica mediante la metodología determinística, no interviene la estimación de probabilidades de excedencia, sino que los resultados se presentan como posibles “máximos escenarios sísmicos de diseño”.

Los resultados de una evaluación probabilística de amenaza sísmica son una estimación de los parámetros del movimiento del terreno en función de su probabilidad de ocurrencia. Esta sacudida sísmica integra a la vez todas las fuentes sísmicas que actúan simultáneamente sobre el sitio. La sollicitación dinámica de diseño evaluada con esta metodología corresponde a una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años. La zonificación sísmica mostrada en la figura 2.1 fue elaborada con el análisis de resultados de estudios probabilísticos regionales y de sitio específico para Costa Rica. El AASHTO, a partir del 2008, recomienda la utilización de los mapas de amenaza sísmica probabilísticos para una probabilidad de excedencia del 7% en 75

años, generados por el U. S. Geological Survey y el Southern California Earthquake Center para EEUU.

Los resultados de una evaluación determinística de amenaza sísmica proporcionan las estimaciones de los parámetros de la sacudida sísmica en el sitio para los diferentes casos de las magnitudes máximas esperadas en las diferentes fuentes identificadas.

C2.5.2 Análisis de respuesta dinámica para el sitio

Se requiere un análisis de respuesta dinámica del depósito de suelo cuando este clasifica como S_5 , ya que no existen coeficientes espectrales normalizados para estos tipos de sitio. Los sitios de suelos muy profundos, de una capa delgada de suelo que sobreyace roca, o los que son muy diferentes a los tipos de cimentación “estandarizados” de S_1 a S_4 , requieren también de análisis de respuesta dinámica para el depósito. Los espectros elásticos de diseño se obtienen a partir de este análisis. Se ha observado que los espectros de suelos profundos se desplazan hacia los períodos largos y por otro lado, los espectros de un suelo somero (menos de 15 m de profundidad), que sobreyace roca, tienen una amplificación considerable en los períodos cortos que puede ser muy nociva para puentes rígidos.

Un análisis de respuesta dinámica se aplica para determinar la influencia de las condiciones locales de suelo en la sacudida sísmica para diseño. El análisis se basa, generalmente, en la premisa de que la sacudida en la superficie se puede modelar mediante la propagación vertical de las ondas cortantes, a través de un estrato de suelo, desde el movimiento en la roca a cierta profundidad. Los diferentes estratos que componen el sitio deben modelarse mediante parámetros sísmicos apropiados para el tipo de análisis utilizado. Los análisis de respuesta dinámica se pueden utilizar también para evaluar los efectos de generación de presión de poro en la respuesta del sitio, los movimientos verticales generados por la propagación de ondas compresionales y sitios con condiciones laterales no uniformes.

Los pasos requeridos para elaborar un análisis de respuesta dinámica del depósito de suelos son: 1) elaboración de un modelo del depósito que incluya los parámetros geotécnicos y geometría del estrato de suelo, 2) selección de movimientos del terreno como entrada desde la base de roca hacia el depósito de suelo (o desde un estrato considerablemente más rígido) y 3) selección del algoritmo matemático por utilizar para realizar el análisis.

En general, los depósitos de suelo son uniformes lateralmente y se pueden modelar unidimensionalmente, como una columna de suelo desde la superficie hasta

el basamento rocoso, que detalle la variabilidad de los parámetros del suelo con respecto a la profundidad. Para puentes críticos, puede ser necesario considerar un análisis bidimensional o tridimensional para tomar en cuenta efectos de cuenca. Los suelos deben ser caracterizados por su peso unitario, velocidades cortantes y por relaciones constitutivas no lineales. Típicamente, estas son representadas por curvas que describen la variación del módulo cortante con deformación unitaria cortante (curvas de reducción de módulo) y por curvas que describen la variación del amortiguamiento del material con esfuerzo cortante unitario (curvas de amortiguamiento). Kramer (1996) proporciona una síntesis de estas curvas. Estas curvas también pueden ser desarrolladas en el laboratorio mediante ensayos dinámicos apropiados.

El segundo paso del análisis de respuesta dinámica debe determinar las historias de aceleración requeridas como entrada en la base de roca (o desde un estrato considerablemente más rígido). Los registros reales seleccionados deben ser obtenidos en tipos de sitios similares o iguales que aquellos donde se aplique el movimiento de entrada, generados por ambientes tectónicos congruentes y con amplitudes de movimiento parecidas a las requeridas para el sitio del puente. El espectro de la historia de aceleración de entrada debe ser muy similar al espectro para un período de retorno de 1033 años para el sitio, obtenido por el procedimiento general del apartado 2.4 o por un estudio de amenaza sísmica de sitio específico. Este tema se desarrolla en el artículo 2.7 y se comenta en el apartado C2.7.

Finamente, en el tercer paso se ha de escoger y aplicar el algoritmo adecuado para realizar e interpretar el análisis. El programa que se utiliza más frecuentemente para análisis unidimensionales es SHAKE, que utiliza un modelo equivalente lineal para las relaciones constitutivas. Si el suelo es altamente no lineal, se deben usar programas que apliquen métodos no lineales como DESRA, SUMDES o DMOD. Kramer (1996) proporciona una discusión sobre los algoritmos y sus características. Para el análisis de los efectos de licuación en la respuesta del sitio, se deben utilizar programas de computadora que incorporen modelos de generación de presión de poro. Los espectros de respuesta se deben calcular para el movimiento obtenido en la superficie y a partir de ahí, se debe generar un espectro suavizado para el diseño. Esto se puede hacer al comparar los espectros de entrada (en roca) y los obtenidos con el análisis en la superficie, al calcular para varios períodos correspondientes, “factores de amplificación”. El promedio (con algún tipo de ponderación según criterio del analista) de los “factores de amplificación” obtenidos para los varios diferentes movimientos de entrada utilizados, se aplicará al espectro de diseño en roca para obtener el espectro final de diseño. Es deseable realizar un análisis de sensibilidad para los parámetros de los suelos.

Para el caso de sitios propensos a la licuación, deben aplicarse programas de cómputo que tomen en cuenta la generación de presión de poros y la degradación de rigidez. Hay que hacer la salvedad de que se requiere de mucha experiencia y pericia para seleccionar los parámetros de suelo, en especial para el modelo de generación de presión de poros. También se requiere destreza y buen juicio para la selección de los movimientos de entrada. En este campo, no hay un consenso para el modelo de presión de poros "correcto". La complejidad de estos análisis es muy considerable, por lo que se recomienda contar con un panel de expertos con amplia experiencia en el tema para revisar y aprobar este tipo de análisis.

C2.6 Efectos de amplificación espectral por la presencia cercana de una falla

Los efectos de falla cercana en los espectros de respuesta horizontal incluyen: 1) movimientos del terreno mayores debidos a la proximidad de la falla activa, 2) efectos de directividad que incrementan los movimientos para períodos mayores que 0.5 segundos, si la ruptura de la falla se propaga hacia el sitio y 3) efectos de direccionalidad o incremento del movimiento en la dirección perpendicular a la traza de la falla para períodos mayores que 0.5 segundos. Un estudio de amenaza sísmica bien fundamentado debe cubrir el primer efecto al considerar las fallas activas y sus correspondientes parámetros sísmicos. El segundo y tercer fenómeno se han documentado en detalle en la literatura, (Somerville et ál., 1997) y se han propuesto varios procedimientos para tomarlos en cuenta. Durante el sismo de San Fernando, California de 1971, el registro de la presa Pacoima tuvo una aceleración pico mayor que $1 g$ que fue generada por efectos de directividad.

A pesar de que Somerville et ál. proponen un modelo acertado para evaluar los efectos de directividad de falla cercana, los parámetros que requiere este procedimiento no siempre son fáciles de estimar.

El SEAOC en el "blue book" de 1999, propone para la zona sísmica caracterizada por una aceleración efectiva mayor o igual a $0.4 g$, unos factores de período corto y período largo de falla cercana, N_a y N_v , que deben aplicarse a los coeficientes C_a y C_v , respectivamente, en la construcción del espectro (por ejemplo, de acuerdo con el apartado 2.4). Estos factores son función del tipo de sitio, de la distancia de la falla al sitio y de la actividad de la falla. Para los casos de las fallas más activas, el valor de N_a varía entre 1.5 para distancias menores que 2 km, 1.2 para distancias de 5 km y 1.0 para distancias mayores que 10 km; por su parte, el valor de N_v varía entre 2.0 para distancias menores que 2 km, 1.6 para distancias de 5 km y 1.0 para distancias

mayores que 15 km. Esto demuestra claramente que en los períodos largos los efectos por falla cercana son aún mayores.

El principal problema de este enfoque era identificar y tipificar las fallas y aunque el “blue book” solo recomendaba la aplicación de este procedimiento para las zonas sísmicas de alta demanda, aclaraba en los comentarios que los efectos de falla cercana ocurrirían en una zona de demanda sísmica menor, si un sismo cercano o mayor que M_w de 7 llegara a ocurrir en esta zona. Dado que en zonas sísmicas de baja demanda se tienen bajas probabilidades de la ocurrencia de sismos de estas magnitudes, el “blue book” decidió aplicar estos coeficientes de falla cercana sólo en zonas sísmicas de demanda alta.

El proyecto NGA (Next Generation Attenuation Models) presentó en el 2008 cinco conjuntos de fórmulas de atenuación elaboradas por los cinco grupos de investigadores principales que presentaron sus modelos en 1997 (Abrahamson y Shedlock, 1997). El NGA es un proyecto multidisciplinario coordinado por el PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) en asociación con el U. S. Geological Survey y el Southern California Earthquake Center. El proyecto generó cinco relaciones de atenuación por cinco equipos que durante el desarrollo del proyecto trabajaron independientemente, pero con interacción entre sí. El proyecto incluyó además una componente de investigación en la que se desarrolló, actualizó y expandió la base de datos de movimientos del terreno de PEER, que incluye la recopilación de información complementaria sobre el tipo geotécnico de sitio de las estaciones, modelos tectónicos de los sismos y geología del camino fuente (sitio de registro). La base de datos disponible para los cinco equipos incluye 3551 registros de 173 sismos corticales en todo el mundo, aunque gran cantidad de estos son del oeste de los EEUU. Solo los registros del sismo de Managua y su réplica (diciembre de 1972), de entre la gran cantidad de acelerogramas de Centro América, se incluyeron en la base de datos PEER. Quedó a criterio de cada equipo del NGA, cuáles de estos registros utilizar en sus relaciones. Los equipos que utilizaron el mayor número de registros en sus modelos fueron Abrahamson y Silva (2008), y Chiou y Youngs (2008).

Dentro del marco del NGA, Huang et ál. (2008) analizaron los espectros de los sismos con magnitudes mayores que 6.5 y a distancias menores de 15 km. Analizaron 147 pares de registros de la base de datos del NGA y los compararon con las predicciones de movimientos hechas para la media geométrica rotada. Para los peores casos de directividad, los espectros calculados como la media geométrica rotada, deberían ser multiplicados por factores de 1.2, 1.5 y 2.0 en los períodos de 0.2, 1.0 y 3.0 segundos.

Estos factores de escala fueron aplicados al procedimiento del apartado 2.4 de los “Lineamientos”. Las figuras 2.3 a (para los sitios S_1 , S_2 y S_3) y 2.3 b (para el sitio

S₄) son el resultado de tal aplicación. En la figura 2.4, se muestran las fallas activas que se han de considerar para el efecto de falla cercana. Estas son, en la mayoría, un subgrupo de las fallas cuaternarias, que se muestran en el Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et ál., 2003 y 2009), con evidencias de actividad del Holoceno y con capacidad de generar sismos de magnitud mayor que 6.5.

C2.7 Historias de aceleraciones para los análisis

Las historias de aceleración escogidas para los análisis deben ser congruentes con el marco tectónico, sismológico (sismos de subducción o sismos corticales y entre estos, fallas normales, de desplazamiento de rumbo o inversas) y las condiciones geotécnicas del sitio. En Costa Rica, el Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) del Instituto de Investigaciones en Ingeniería (IINI) de la Universidad de Costa Rica y el Instituto Costarricense de Electricidad mantienen las redes acelerográficas principales del país. Estas instituciones se pueden contactar para solicitar registros de movimientos fuertes del terreno. Los países con redes acelerográficas excelentes, con ambientes tectónicos de subducción y corticales, son Japón y Nueva Zelanda, donde varias instituciones proporcionan acceso a los registros. Por su parte, en Estados Unidos, la base de datos del PEER, a partir de la cual se generaron las fórmulas de atenuación del proyecto NGA antes comentado, está disponible, con la salvedad de que los registros son esencialmente corticales. Otra organización que suministra registros de movimientos fuertes del terreno a nivel mundial y para todo tipo de marco tectónico es COSMOS (Consortium of Organizations for Strong Motion Observations Survey).

Vale recalcar la importancia de obtener información fidedigna sobre los sitios de registro y las características tectónicas del sismo generador del movimiento. Muchas de las estaciones de registro no existen en el presente, por lo que en función de la referencia consultada para el registro, pueden encontrarse diferencias en su descripción geotécnica. Asimismo, las características de los sismos son revisadas y recalculadas periódicamente por los investigadores de las bases de sismos internacionales, por lo que pueden variar. Comúnmente, la distancia de registro, en función de si es distancia hipocentral, epicentral, mínima al punto de ruptura, mínima a la traza de la falla, etc., tiene muchas diferencias. Es preferible también que los espectros y parámetros, como la duración del movimiento de los registros, sean similares a la caracterización requerida del movimiento de diseño.

A pesar de que actualmente las bases de datos son muy amplias, todavía son limitadas para sismos grandes, como los requeridos para diseño. Esto implica que a la hora de escoger acelerogramas reales, hay que hacer ciertas concesiones. Es

especialmente importante seleccionar los acelerogramas con magnitudes y distancias similares a las requeridas, ya que estos dos parámetros son cruciales para definir las formas y amplitudes espectrales y las características del campo cercano de los movimientos. Se desea que las formas espectrales requeridas no difieran mucho de los espectros de los movimientos seleccionados para evitar usar factores de escala muy grandes.

Existen métodos para generar movimientos fuertes del terreno, mediante ajustes en el dominio de la frecuencia para alcanzar un espectro “objetivo” (Gasparini y Vanmarke, 1976) o con cambios del movimiento en el dominio del tiempo. Se pueden utilizar ambos enfoques para modificar un acelerograma existente.

Se pueden encontrar guías adicionales para desarrollar historias de aceleración en manuales del Caltrans Seismic Advisory Board Adhoc Committee (CSABAC) sobre interacción suelo estructura (1999) y del US Army Corps of Engineers (2000).

Referencias

Abrahamson, N.A. y Shedlock, K.M., 1997. Overview. Research Letters. Seismological Society of America, Volume dedicated to recent ground motion relations, 68 (1).

Abrahamson, N. A. y Silva, W., 2008. Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground – Motion Relations. Earthquake Spectra, V24 N1, pp 67- 98.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2009. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Washington DC: AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2011. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2nd Edition. Washington DC: AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2012. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 6th Edition. Washington DC: AASHTO.

American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10. Virginia: ASCE.

Applied Technology Council (ATC), 1984. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulation for Buildings (ATC 3-06). 2nd Edition. Redwood City, California: ATC.

Asociación Costarricense de Geotecnia (ACG), 2009. Código de Cimentaciones de Costa Rica. Segunda Edición. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Caltrans Seismic Advisory Board Ad Hoc Committee on Soil-Foundation-Structure Interaction (CSABAC), 1999. Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction. Final report prepared for California Department of Transportation: Caltrans.

Chiou, B., y Youngs, R., 2008. An NGA Model for Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra, Earthquake Spectra, V24 N1, pp 173-216.

Climent, A., Taylor, W., Ciudad Real, M., Strauch, W., Santana, G., Villagrán, M., Dahle, A. y Bungum, H., 1994. Spectral Strong Motion Attenuation in Central America. Reduction of Natural Disasters in Central America, Technical Report No. 2-17. Kjeller: NORSAR.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2003. Código Sísmico de Costa Rica 2002. Tercera edición. Cartago: Editorial Tecnológica de costa Rica.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2011. Código Sísmico de Costa Rica 2010. Cuarta edición. Cartago: Editorial Tecnológica de costa Rica.

Corrigan, J. C., Mann, P. y Ingle, J. C., Jr., 1990. Forearc response to subduction of the Cocos Ridge, Panama-Costa Rica: Geological Society of America Bulletin, V. 102, p. 628-652.

Denyer, P., Montero, W. y Alvarado, G.E., 2003 y 2009. Atlas Tectónico de Costa Rica. San José: Editorial de la Universidad de Costa Rica.

Denyer, P. y Alvarado, G. A., 2007. Mapa Geológico de Costa Rica-Escala 1: 400 000. Oficializado por la Dirección de Geología y Minas. San José: Librería Francesa.

Dobry et Ál., 2000. New Site Coefficients and Site Classification System Used in recent Building Seismic Code Provisions, Earthquake Spectra, V16 N1, pp 41-68.

Gasparini, D. y Vanmarke, E. H., 1976. Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra. MIT Report No. R76-4, on Evaluation of Seismic Safety of Buildings.

Huang, Y. N., Whittaker, A. S. y Luco, N., 2008. Maximum Spectral Demands in the Near – Fault Region. *Earthquake Spectra*, 24(1): pp 319-341.

International Code Council (ICC), 2009. *International Building Code*. Washington DC: International Code Council.

International Code Council (ICC), 2012. *International Building Code*. Washington DC: International Code Council.

International Conference of Building Officials (ICBO), 1997. *Uniform Building Code 1997 (UBC)*. 6th edition. California: ICBO.

Kramer, S. L., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Nueva Jersey: Prentice Hall.

Laporte, M., 2006. Correlación entre la aceleración pico y la aceleración pico efectiva y valores de PGV/PGA y $PGA \cdot PGD / PGV^2$ del banco de datos de movimientos fuertes de América Central. *Memorias IX Seminario Nacional de Geotecnia*. San José, Costa Rica.

Laporte, M., Lindholm, C., Bungum, Hilmar y Dahle, A., 1994. *Seismic Hazard for Costa Rica. Reduction of Natural Disasters in Central America*, Technical Report No. 2-14. Kjeller: NORSAR.

Laporte, M., Sauter, F. y Motero, W., 1995. *La Amenaza Sísmica de Costa Rica. Informe de la Subcomisión de amenaza Sísmica*. San José: Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica, CFIA.

Martin, G. R. ed., 1994. *Proceedings, 1992 NCEER/SEAOC/BSSC Workshop on Site Response during Earthquakes and Seismic Code Provisions*, Special Publication NCEER -94-SP01, University of Southern California, Los Angeles, CA, Nov 18-20 1992. National Center for Earthquake Engineering Research. Nueva York.

Montero, W., 2001. Neotectónica de la Región Central de Costa Rica: Frontera Oeste de la Micro placa de Panamá. *Revista Geológica de América Central*, 24:29-56. Editorial de la Universidad de Costa Rica.

Mortgat, C., Zsutty, T., Shah, H. y Lubetkin, L., 1977. *A study of Seismic Risk for Costa Rica*. Report No. 25. California, Stanford: The John Blume Earthquake Engineering Center, Dept. Civil Eng., Stanford University.

National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), 2009. *Recommended*

Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-750). Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council.

Power, M., Chiou, B., Abrahamson, N., Bozorgnia, Y., Shantz, T. y Roblee, C., 2008. An overview of the NGA project, *Earthquake Spectra*, 24(1): 3-21.

Reiter, L., 1990. *Earthquake Hazard Analysis, Issues and Insights*. New York: Columbia University Press.

Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W. y Abrahamson, N. A, 1997. Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration effects of Rupture. *Seismological Society of America*, Volume dedicated to recent ground motion relations, 68(1), pp 199-222.

Soto, G. J., 2011. Descripción geológica, tectónica y geográfica de las zonas sísmicas. Sinopsis preparada por el geólogo G. J. Soto para los comentarios del CSCR 2010.

Structural Engineering Association of California (SEAOC), 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. Seismological Committee.

Structural Engineering Association of California (SEAOC), Seismology Committee, 1999. Recommended Lateral Forces for Seismic Design (Blue Book). Sétima edición. Sacramento: SEAOC.

US Corp of Engineers, 2000. (EC-1110-2-6051), Time History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures. Engineering Circular 1110-2-6051, Washington DC: USACE.

Página intencionalmente dejada en blanco



3

Clasificación y métodos de diseño estructural

C3.1 Clasificación operacional

La clasificación operacional que se muestra en la tabla 3.1 de los Lineamientos, se basa en el desempeño que se desea que los puentes exhiban posterior a un evento sísmico de importancia. Con ello, se pretende que los puentes críticos permanezcan abiertos al tránsito de cualquier tipo de vehículos inmediatamente después de un evento sísmico; por esta razón, al introducir un factor de importancia operacional de 1.25, estos son diseñados para un sismo con un período de retorno de 2500 años aproximadamente. En el caso de los puentes esenciales y convencionales, el objetivo que se persigue es que después de un evento sísmico de importancia dichos puentes permanezcan, como mínimo, abiertos al tránsito de vehículos de emergencia; razón por la cual, son diseñados para un sismo con un período de retorno de 1000 años. En el caso de la categoría “otros puentes”, dado el poco impacto que tendría sobre la sociedad su falla o la imposibilidad de ser transitados por cualquier tipo de vehículos, se considera aceptable que sean diseñados para un período de retorno de 500 años aproximadamente.

C.3.2 Estrategias para el diseño de sistemas sismorresistentes

El sistema sismorresistente del puente debe ser claramente identificable en el diseño estructural del puente, de tal manera que el diseñador pueda apropiadamente definir el modelo para el cálculo de fuerzas y desplazamientos compatibles con los límites admitidos por las normas de diseño.

Con el fin de obtener el mejor desempeño posible en la estructura, se deben procurar sistemas regulares con distribuciones de rigidez y resistencia apropiados, los cuales han demostrado que se comportan bien durante eventos sísmicos de

importancia. Asimismo, se debe evitar que existan vínculos o elementos frágiles en el sistema sismorresistente del puente, por lo que es recomendable resolver los conflictos que puedan existir en el diseño preliminar entre la configuración y la respuesta sísmica. Para lograr esto, se debe evaluar el tipo, el tamaño, la resistencia y la ductilidad de los elementos que conforman el sistema sismorresistente del puente en la fase de diseño.

El objetivo de desempeño debe ser, en lo posible, como se menciona en el apartado C3.1, mantener el servicio después del sismo, de ahí que el detallado de los elementos primarios en la disipación de energía debe ser hecho con un cuidado especial.

El diseño sismorresistente de puentes considera intencionalmente la formación de rótulas plásticas y es recomendable que puedan ser fácilmente inspeccionadas y reparadas después de un sismo. Los métodos de diseño por capacidad deben prevenir el daño en fundaciones, vigas de pilas y conexiones. Dentro de esta filosofía de diseño, las normas de diseño permiten utilizar tres tipos de mecanismos plásticos:

El mecanismo tipo 1 se aplica en estructuras con subestructura dúctil y superestructura esencialmente elástica y está basado en la expectativa de que la deformación inelástica es significativa y que está localizada en la subestructura. El procedimiento de diseño considera también que los desplazamientos de la respuesta inelástica del puente son aproximadamente iguales que el desplazamiento obtenido de un análisis realizado con espectros de respuesta lineal elástica

El mecanismo tipo 2 se aplica en puentes con superestructura de acero exclusivamente, donde la ductilidad de la estructura se logra con el comportamiento inelástico de marcos arriostrados que se colocan sobre las pilas del puente, los cuales permiten el desplazamiento relativo entre la losa de rodamiento y la subestructura inferior.

El mecanismo tipo 3 considera estructuras aisladas sísmicamente, mediante dispositivos de apoyo que permiten el alargamiento del período y, por consiguiente, la reducción de las fuerzas de diseño. Con estas fuerzas reducidas se realiza luego un análisis elástico de la subestructura. Dentro de este mecanismo también se considera la colocación de elementos disipadores de energía entre los apoyos y la superestructura. Con el uso de estos dispositivos se elimina la necesidad de contar con zonas de rótulas plásticas. Estos dispositivos introducen valores de amortiguamiento por

encima de 5%, lo que reduce los desplazamientos de la superestructura aunque no necesariamente las fuerzas de diseño

Cuando los bastiones se incluyen con el sistema sismorresistente, se requiere que la superestructura se apoye longitudinal y transversalmente en ellos y, entonces, los bastiones se convierten en una fuente adicional de disipación de energía; de ahí que se permite una disminución en el tamaño de las columnas o pilas, así como una disminución en la demanda de ductilidad que estos elementos pueden experimentar.

C3.3 Categorías de diseño sísmico y zonas de desempeño sísmico

Tanto las especificaciones de diseño AASHTO LRFD como la guía AASHTO LRFD reconocen que, independientemente la calidad de su diseño como de su construcción, no todos los puentes poseen o deberían poseer el mismo riesgo sísmico. Entre los factores que afectan el riesgo sísmico de un puente se incluyen:

La intensidad de la sacudida sísmica esperada que podría experimentar el puente

La importancia operacional del puente

La posibilidad de que, por las características locales, se tenga el riesgo de problemas de licuación así como del consiguiente corrimiento lateral del medio

Las categorías de diseño sísmico, así como las zonas de desempeño sísmico, reflejan la variación del riesgo sísmico a lo largo de todo el territorio nacional; a partir del establecimiento del riesgo sísmico se seleccionan y permiten los diferentes requisitos tanto para los métodos de análisis como para el detallado y longitudes mínimas de apoyo, así como los requisitos para el análisis y diseño de los bastiones y sus fundaciones.

Ambas especificaciones (zonas sísmicas y categorías de diseño sísmico) utilizan un sistema en donde el país es dividido en regiones sísmicas que van desde baja hasta alta sismicidad, de manera que el esfuerzo y el rigor requerido en el diseño sismorresistente está controlado por la región sísmica considerada. La idea es que en zonas de baja amenaza es necesario un menor esfuerzo de diseño para evitar o reducir la posibilidad de que exista daño debido a sismos durante la vida útil del puente. Por otra parte, en zonas de alto riesgo debe prestarse especial atención a la resistencia ante sismos, se requiere de un proceso de análisis más elaborado

y minucioso, el detallado de los elementos así como de las uniones entre estos debe ser más cuidadoso y la estructuración del puente debe cumplir con requisitos de regularidad. De acuerdo con las especificaciones y la guía AASHTO LRFD, la zonificación del país es lograda mediante el uso del coeficiente de aceleración espectral de diseño para 1.0 segundos, S_{DI} . En la especificación del LRFD, a estas zonas se les llama “zonas sísmicas”, en tanto que para la guía de diseño, se les reconoce como “categorías de diseño sísmico”. Las zonas van desde 1, para la de más bajo riesgo, hasta 4 para la zona con el más alto riesgo o amenaza. Asimismo las categorías (SDC por sus siglas en inglés), van desde A hasta D. Las fronteras y los correspondientes rangos para las aceleraciones espectrales son las mismas para ambas especificaciones y los correspondientes rangos se muestran en la siguiente tabla.

TABLA C3.3-1 Rangos para las aceleraciones espectrales

Coeficiente de aceleración S_{DI}	Zona sísmica, especificación AASHTO LRFD	Categoría de diseño sísmico (SDC), guía de especificaciones AASHTO LRFD
$S_{DI} < 0.15$	1	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	2	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	3	C
$0.50 \leq S_{DI}$	4	D

Debe recalcar que el coeficiente de aceleración es el coeficiente de aceleración espectral de diseño para 1.0 segundos, S_{DI} , el cual incluye tanto la amenaza sísmica local como los efectos locales del sitio. De esta manera, contrario a ediciones previas, estas nuevas provisiones son función tanto de la aceleración regional como de los efectos de amplificación locales del sitio. Por lo tanto, un sitio con un suelo de condiciones pobres correspondería a una zona o categoría alta, mientras que un sitio con un suelo firme correspondería a una zona o categoría baja. De esta manera ahora es imposible categorizar o zonificar sin tomar en cuenta las condiciones del suelo en el sitio.

C3.4 Factores de modificación de la respuesta

Las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de los espectros y los procedimientos detallados en el capítulo 2 Demanda sísmica, corresponden a niveles de fuerzas elásticas; la ductilidad considerada en este caso es igual que uno ($\mu=1$).

Los Lineamientos reconocen que una estructura bien diseñada contará con ductilidad suficiente para que durante la acción de un sismo, sea capaz de deformarse inelásticamente sin pérdida de resistencia. Los factores de modificación de la respuesta (denominados en las normativas AASHTO LRFD como factores de

reducción R) recomendados en los Lineamientos tabla 3.4 y complementados en las especificaciones AASHTO por la tabla 3.10.7.1.2 son usados para estimar las demandas de deformación inelásticas que deben resistir los diferentes miembros o componentes estructurales de un puente cuando es sometido al sismo de diseño.

El concepto del factor de reducción R se basa en la aproximación de “igual desplazamiento” que se muestra en la figura 3.4.1.

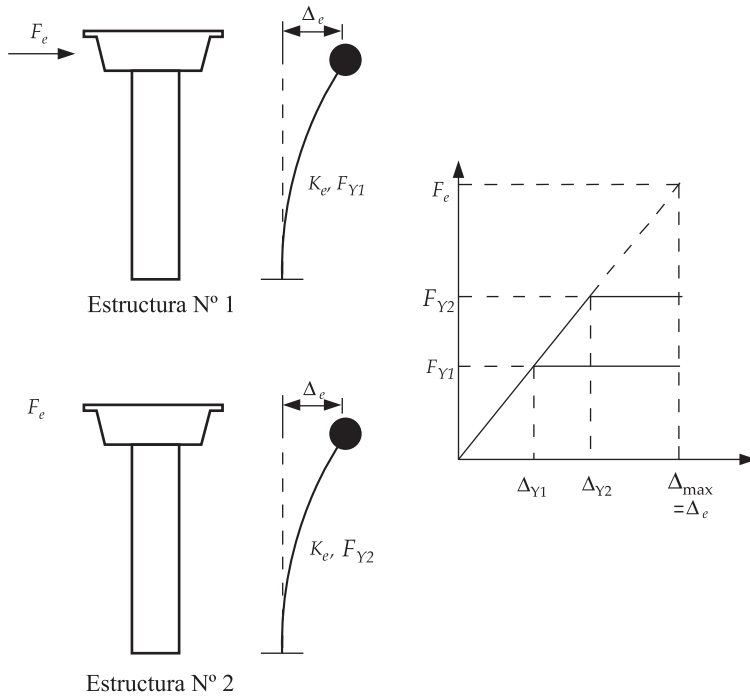


Figura C3.4-1: Factor R basado en la aproximación de igual desplazamiento

La aproximación de igual desplazamiento supone que el máximo desplazamiento sísmico en un sistema elástico es el mismo (o muy similar) que el máximo desplazamiento en un sistema inelástico, cuando ambos están sujetos al mismo sismo de diseño. La figura C3.4.1 muestra dos estructuras con la misma rigidez lateral K_e , pero con diferente nivel de cedencia, F_{Y1} y F_{Y2} . A partir de la aproximación de igual desplazamiento, la deformación inelástica, $\Delta_{máx}$, es igual que la deformación elástica correspondiente a la fuerza lateral F_e . Por lo tanto, las demandas de ductilidad para las estructuras 1 y 2 pueden ser expresadas como:

$$\mu_1 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{Y1}} = \frac{F_e}{F_{Y1}} = R_1 \qquad \mu_2 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{Y2}} = \frac{F_e}{F_{Y2}} = R_2$$

Los factores de reducción R representan la razón entre la demanda de resistencia elástica y la demanda de resistencia inelástica. Basados en la aproximación de igual desplazamiento, los factores de reducción R_1 y R_2 también representan las demandas de ductilidad μ_1 y μ_2 respectivamente.

Los factores de reducción se aplican en los componentes; por lo tanto, se utilizan diferentes valores de R para diferentes partes o componentes en una misma estructura. Los núcleos de unión viga-columna o columna-fundación son elementos sumamente críticos; su diseño debe garantizar que todos los elementos que en ellos se unen logren alcanzar su capacidad máxima sin que se produzcan fallas por deslizamiento del refuerzo para flexión, cortante o deformaciones excesivas. El uso de factores de reducción R menores o iguales que 1.0 para el diseño de las uniones pretende que sean diseñadas para niveles de fuerza superiores que los utilizados para el diseño de los elementos que en ellos confluyen, pretendiendo de esta manera garantizar que la falla se genere en los elementos y no en los nudos o núcleos de unión.

C.3.5 Métodos de análisis

Los procedimientos de análisis admitidos consideran dos enfoques diferentes y el diseñador debe optar por alguno de los dos métodos propuestos; a saber, el método de fuerzas y el método de desplazamientos.

El método de fuerzas, cuyas características se presentan en la especificación AASHTO LRFD (artículo 3.10), y cuyo procedimiento se resume en el anexo 1 de los Lineamientos, es el método tradicional que calcula las fuerzas de diseño según las características dinámicas del puente y según un espectro de diseño elástico. Con dichas fuerzas, se determinan los desplazamientos de diseño y las demandas de resistencia de los elementos, para luego diseñar cada componente del puente.

El método de desplazamientos, el cual se ha empezado a utilizar para el diseño sísmico de puentes nuevos, se indica en la guía AASTHO LRFD (capítulos 4 y 5, donde se describen los requisitos de análisis y diseño, así como los modelos analíticos y procedimientos por seguir) y se basa en el cálculo de la capacidad de desplazamiento de los elementos del sistema sismorresistente del puente, la cual debe ser mayor que la demanda de desplazamiento que impone el sismo de diseño. En el anexo 2 de los Lineamientos se resumen los procedimientos de diseño.

Dado que el esquema de diseño por desplazamientos no se utiliza ampliamente en nuestro país, conviene indicar que para su aplicación es necesario, en primera instancia, contar con una geometría inicial para los diferentes elementos del sistema

sismorresistente del puente, el cual debió haber sido definido como primer paso en el diseño del puente. Para predimensionar esta estructura se debe seguir un esquema similar al que se utiliza para diseñar cualquier otra estructura. En primer lugar, se pueden definir las dimensiones iniciales con base en la experiencia de diseños realizados anteriormente, o bien, considerar las dimensiones de obras existentes de características similares.

A partir de esa geometría inicial se realiza un primer análisis para cargas gravitacionales, de impacto y viento, entre otras, en el que se verifica que las dimensiones propuestas satisfagan esas demandas de carga. Con esa geometría definida, se procede a cuantificar las capacidades de desplazamiento de los diferentes elementos del sistema sismorresistente del puente. En el caso de los puentes en categoría B y C, el cálculo de la capacidad de desplazamiento se puede realizar mediante fórmulas prescriptivas, teniéndose que realizar un análisis de empuje lateral progresivo (tipo “push over”), únicamente para puentes en categoría D. No obstante esto, el diseñador está en la libertad de realizar el análisis de empuje lateral progresivo para cualquier puente que deba diseñar.

Las demandas de desplazamiento se calculan a partir del espectro de diseño, considerando los principios de la dinámica de estructuras y las características de masa y rigidez del puente que se está diseñando (ver sección 4.3 de la guía AASTHO LFRD donde se indica como calcular la demanda de desplazamiento lateral, donde esencialmente se calcula un desplazamiento basado en el espectro elástico definido en los Lineamientos y luego este se multiplica por una serie de factores de modificación). Estos desplazamientos luego se comparan y se debe cumplir que la capacidad de desplazamiento del puente sea mayor que la demanda de desplazamiento. Si tal condición no se cumple es necesario modificar las dimensiones de los elementos del sistema sismorresistente (o bien, variar su refuerzo para aumentar su capacidad de ductilidad) hasta lograr que la capacidad de desplazamiento sea mayor que la demanda de desplazamiento.

C3.6 Puentes temporales

Se define claramente un puente temporal y se dan las referencias para el diseño de este tipo de puentes. Tanto la especificación AASHTO LRFD como la guía AASHTO LRFD permiten usar un espectro reducido que contemple el carácter temporal del puente. Se exige cumplir con los criterios de longitud de asiento mínimo establecidos para puentes en general. El profesional responsable debe contemplar adicionalmente todas las condiciones generales de diseño (cargas, combinaciones de carga y diseño hidráulico; entre otros).

Página intencionalmente dejada en blanco



4

Puentes simples de un solo tramo

C4.1 Generalidades

Aunque los procedimientos de diseño que se presentan en los capítulos anteriores se pueden aplicar al diseño de los puentes de un solo tramo, se ha preparado este capítulo para brindar una guía más clara a los profesionales que no son especialistas en puentes y que deben enfrentar el diseño de puentes pequeños que poseen algunas características que permiten simplificar el proceso de diseño.

Tanto la especificación AASHTO LRFD como la guía AASHTO LRFD, contienen recomendaciones para puentes simples de un solo tramo, que se presentan de manera ordenada en este capítulo. El análisis simplificado de estos puentes debe incluir el diseño de las conexiones y de los bastiones de acuerdo con lo que establecen las normas mencionadas.

Como en el resto de los puentes, se deben cumplir varias etapas del diseño que se mencionan a continuación:

Investigación geotécnica

Definición de la geometría básica: dimensionamiento preliminar, escogencia de materiales, condiciones de los apoyos, tipo de puente

Cálculo de cargas y combinaciones

Dimensionamiento final de la superestructura

Clasificación según importancia operacional (tabla 3.1)

Clasificación según las zonas de desempeño sísmico o categorías de diseño sísmico (tablas 3.2 y 3.3)

En el análisis sísmico no es necesario calcular las cargas con base en un espectro de diseño, sino que se utiliza directamente el valor del coeficiente sísmico espectral C_a , que corresponde a la aceleración del terreno. Esto es equivalente a considerar que el puente es rígido y se mueve en conjunto con el terreno.

C4.2 Características de un puente simple de un solo tramo

En este artículo se presenta una lista de las características que se requieren para que un puente de un solo tramo sea considerado como simple.

Las características de los puentes simples de un solo tramo, que pueden ser diseñados con las disposiciones del capítulo 4, corresponden a puentes que no son críticos, ni de gran tamaño y que por sus condiciones de regularidad, del diafragma y de los apoyos, se comportan durante un sismo de una manera fácilmente predecible.

Como se pretende que en los puentes simples de un solo tramo únicamente se diseñen los bastiones y las conexiones de la superestructura a estos, se excluyen los puentes tipo armadura, pues en ellos se debe considerar el efecto de las fuerzas horizontales en el diseño de los elementos de la armadura y diseñar el arriostramiento lateral, tanto superior como inferior.

Los puentes con bastiones integrados o semi-integrados son excluidos debido a que, por sus condiciones particulares, es necesario realizar un análisis estructural más riguroso.

C4.3 Cargas y combinaciones de carga

El usuario, además de conocer las cargas de sismo, debe estar familiarizado con las diferentes cargas que actúan sobre un puente y con las combinaciones de carga definidas en la especificación AASHTO LRFD. Estas cargas incluyen principalmente las permanentes, temporales, hidráulicas, viento, empujes por el terreno y los efectos por temperatura, retracción, asentamientos y flujo plástico.

Para el cálculo de la carga de sismo se debe obtener una fuerza elástica que es igual al producto del peso tributario correspondiente por el coeficiente C_a , definido en el artículo 2.4, y por el factor de importancia operacional, I .

En la tabla 4.1 se definen tanto para bastiones como para las conexiones (pernos, placas, almohadas de neopreno, etc.) los porcentajes de participación del peso permanente de la superestructura. Estos porcentajes de participación varían en función de la dirección en que es aplicada la fuerza. En esta tabla se encuentra implícita la posibilidad de que los apoyos de expansión transmitan porcentajes de la fuerza sísmica de la superestructura a la subestructura.

Tanto los bastiones como las conexiones se deben diseñar con la fuerza elástica mencionada dividida por un factor de modificación de respuesta, R . Para las conexiones el valor de R es igual a 0.8; por lo tanto, quedan diseñadas con una fuerza conservadora y se procura de esta forma evitar su falla.

C4.4 Diseño de los bastiones

Los bastiones deben ser diseñados de acuerdo con lo que establece el artículo 11.6 de la especificación AASHTO LRFD o el artículo 5.2 de la guía AASHTO LRFD.

El artículo 5.2 de la guía AASHTO LRFD indica los requisitos para el modelado de los bastiones en la dirección longitudinal y transversal. En dicho artículo se sugiere un procedimiento iterativo para calcular la rigidez del suelo que debe incluirse en el modelo matemático del puente para representar la resistencia de los bastiones en un análisis elástico. La aplicación de dicho procedimiento no es indispensable en el caso de puentes simples de un solo tramo, donde lo único que se debe garantizar es que el bastión sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas y los empujes de suelo (activos y pasivos). Para garantizar lo anterior, es necesario no solo realizar el diseño por resistencia del elemento, sino también garantizar factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento aceptables; asimismo, que las presiones de contacto de la estructura con el terreno no causen su falla ni provoquen desplazamientos excesivos.

Para considerar el aporte de los bastiones en el diseño sismorresistente del puente, el inciso 5.2.2 de la guía AASHTO LRFD indica cómo considerar el aporte de los aletones en la respuesta del bastión, mientras que el inciso 5.2.3 indica las consideraciones para el análisis en la dirección longitudinal del puente.

Las consideraciones sobre los bastiones en el análisis transversal del puente se indican en el inciso 5.2.4 de la guía AASHTO LRFD.

Para el diseño de los bastiones, se debe consultar el artículo 11.6 de la especificación AASHTO LRFD. De acuerdo con esto, las cargas que se deben considerar se indican en el apartado 11.6.1.2. Entre estas cargas se destacan:

Presiones laterales de tierra y empujes hidrostáticos, incluyendo cualquier sobrecarga muerta o viva.

El peso propio del bastión

Las cargas provenientes de la superestructura del puente

Los efectos de las deformaciones por retracción y temperatura

Las cargas sísmicas

La especificación AASHTO LRFD en su artículo 11.6 discute el tema de los aletones, del refuerzo de los bastiones y muros; así como también las juntas de expansión y contracción. Finalmente, el inciso 11.6.2 cubre el tema de las consideraciones sobre la estabilidad global y las presiones de contacto con el terreno.

Los muros de contención convencionales generalmente se clasifican como muros rígidos de gravedad o semigravedad. Estos tipos de muro pueden ser efectivos tanto para aplicaciones de corte como relleno del suelo. Dado que para estas estructuras la ocurrencia de asentamientos diferenciales excesivos puede causar agrietamiento, excesiva flexión o esfuerzos cortantes en el muro, o rotación de la estructura del muro, el diseñador debe tomar las medidas pertinentes para garantizar que los asentamientos se encuentren dentro de límites aceptables.

Dado que los muros de gaviones son estructuras flexibles propensas a experimentar grandes deformaciones que pueden afectar el desempeño de los puentes, se opta por prohibir su uso como sistema de bastión.

C4.5 Diseño de los apoyos

Para puentes en general, las conexiones entre la superestructura y la subestructura deben ser diseñadas para la máxima fuerza que puede ser desarrollada. En el caso de puentes de un solo tramo, estos apoyos se diseñan según las recomendaciones de 4.3.

Para el diseño de los apoyos, se deben cumplir los requisitos establecidos en el capítulo 14 de las especificaciones AASHTO LRFD, donde se discute ampliamente el diseño de estos elementos, o el artículo 7.9 de la guía AASHTO LRFD. En todo momento, el diseñador debe considerar que los pernos de anclaje deben presentar un comportamiento dúctil y que debe proporcionar suficiente acero de refuerzo para garantizar no solo la transmisión de fuerzas de la superestructura a la subestructura,

sino también para evitar la formación de grietas en la superficie del concreto que puedan afectar el desempeño de la estructura.

C4.6 Diseño de las llaves de cortante

El diseño de las llaves de cortante se encuentra definido en el inciso 5.8.4 de la especificación AASHTO LRFD. Se basa en los principios de cortante por fricción.

Se estipula la fórmula para calcular la capacidad de la llave de cortante considerando la sobrerresistencia, V_{ok} . Esta es la carga máxima que la llave puede transmitir al bastión y debe ser considerada para su diseño.

C4.7 Longitud de asiento mínima

Se suministra una ecuación para el cálculo de la longitud de asiento mínima. Tal y como se muestra en la figura 4.1, la longitud calculada es la distancia entre el extremo de la superestructura y el borde del apoyo. Al asegurar esta longitud mínima se pretende evitar la caída de la superestructura durante el sismo de diseño.

Página intencionalmente dejada en blanco

Rehabilitación de puentes

5.1 Generalidades

El manual de rehabilitación sísmica FHWA es el documento que debe utilizarse en Costa Rica para realizar el diseño de la rehabilitación de puentes existentes. Los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes modifican varios requisitos incluidos en dicho manual debido a que la situación socioeconómica, política, climática y geográfica de Costa Rica es distinta a la de los Estados Unidos.

Las modificaciones realizadas al manual de rehabilitación FHWA que se describen en este capítulo están relacionadas con los siguientes temas:

- a. Nivel de desempeño. Se asignan requisitos por evaluar al nivel de desempeño PL0 (artículos C5.3 y C5.7).
- b. Niveles de sismo. No se requiere evaluar un puente para un sismo de nivel inferior (artículo C5.4).
- c. Sismo de diseño. La magnitud del sismo de diseño puede ser reducida dependiendo de la categoría de vida de servicio asignada (artículo C5.4).
- d. Clasificación por importancia operacional. La clasificación por importancia incluida en el manual de FHWA se modifica (artículo C5.5).
- e. Puentes exentos. Se modifican los criterios para clasificar un puente como exento (artículo C5.8).
- f. Niveles de riesgo. Se elimina el nivel de riesgo I (artículo C5.9).
- g. Categoría de rehabilitación sísmica. Se elimina la categoría de rehabilitación sísmica CRS A (artículo C5.10)

La rehabilitación de un puente es el método más común para mitigar el riesgo. El costo de realizar una rehabilitación de un puente puede llegar a ser prohibitivo, por lo que existe la alternativa de sustituir o cerrar el puente. La decisión de rehabilitar, sustituir o cerrar un puente requiere de una evaluación de la importancia y el grado de vulnerabilidad de la estructura.

La rehabilitación de puentes existentes que son clasificados como deficientes debe ser priorizada, dándole la importancia debida a aquellas estructuras localizadas en zonas de alto riesgo, con el fin de utilizar los limitados recursos económicos de forma eficiente.

Este capítulo está destinado a puentes vehiculares convencionales, de acero y concreto, con tramos que no excedan los 150 metros. Los puentes suspendidos, puentes atirantados, arcos, cerchas de grandes luces y puentes móviles no son cubiertos en el alcance del manual de rehabilitación sísmica FHWA. Sin embargo, muchos de los procedimientos y técnicas presentados pueden ser aplicados a este tipo de estructuras, si se utilizan criterios apropiados. Esto es particularmente cierto para superestructuras de puentes tipo cercha, por ejemplo. Este documento puede ser también apropiado para otro tipo de puentes, a pesar de que fue desarrollado para puentes vehiculares.

C5.2 Proceso para el diseño de una rehabilitación sísmica

El proceso general para evaluar y rehabilitar un puente existente con el fin de mejorar su resistencia sísmica se ilustra en la figura C5.1 y consiste en:

- a. Un proceso de selección para identificar y priorizar los puentes que requieren ser evaluados para una rehabilitación sísmica.
- b. Una metodología para evaluar cuantitativamente la capacidad sísmica de un puente y determinar la efectividad total de las medidas de las alternativas de rehabilitación, incluyendo costo y facilidad constructiva.
- c. Un enfoque de rehabilitación y las técnicas correspondientes para aumentar la capacidad sísmica de puentes existentes.

Un puente está exento de este proceso si cumple con lo indicado en la sección 5.8 de los Lineamientos.

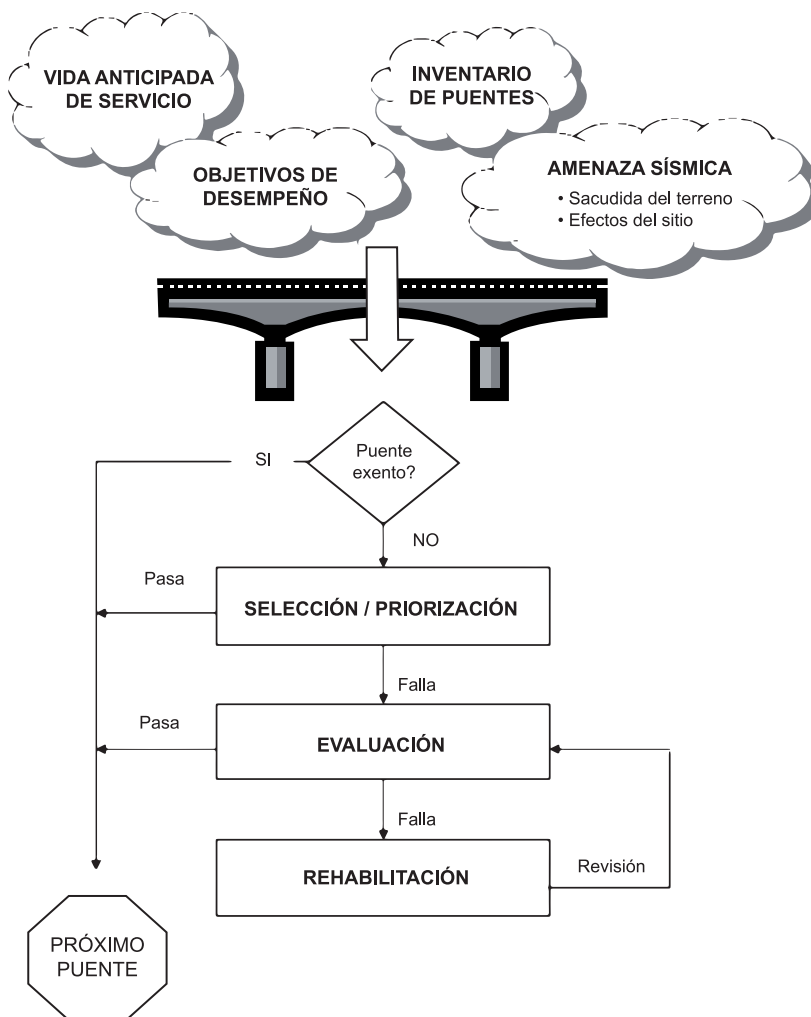


Figura C5.1: Proceso general para evaluación y rehabilitación de puentes existentes (adaptado de la figura 1-1 del manual de rehabilitación sísmica FHWA)

C5.3 Niveles de desempeño para rehabilitación sísmica

El documento de lineamientos presenta un enfoque de diseño basado en niveles de desempeño para la rehabilitación sísmica de puentes vehiculares.

Un nivel de desempeño se define como un nivel que se espera alcanzar durante e inmediatamente después de un evento sísmico para una sacudida del suelo específica.

En el manual de rehabilitación sísmica FHWA los criterios de desempeño están definidos por cuatro niveles del desempeño: PL0, PL1, PL2 y PL3. Estos criterios

varían según el nivel de sacudida del suelo, la importancia del puente y la vida anticipada de servicio.

En los Lineamientos, los objetivos de desempeño están identificados de igual manera que como se expresan en el manual de rehabilitación sísmica FHWA, con la diferencia de que son función de un nivel de sacudida del terreno únicamente, y no de dos niveles como lo recomienda el manual, y son función de cuatro categorías de importancia operacional (convencional, crítico, esencial y otro) en vez de las dos categorías que establece el manual (esencial y estándar). También son función de tres categorías de vida de servicio (ASL 1, 2 y 3) las cuales resultan ser iguales en ambos documentos.

El manual de rehabilitación sísmica FHWA especifica, para cada nivel de desempeño, un límite al daño que puede exhibir el puente después de ocurrido el sismo de diseño. En el caso del nivel de desempeño PL0, el manual FHWA no asigna requisitos mínimos específicos de desempeño. Por el contrario, el documento de lineamientos sí le asigna un desempeño mínimo para el nivel PL0, ya que se especifica la prevención del colapso ocasionado por la pérdida de soporte de los elementos de la superestructura. Esta modificación se realizó porque la sustitución de un puente en Costa Rica no se realizaría con la rapidez con que se haría en los Estados Unidos.

Las tablas C5.1a y C5.1b muestran los objetivos de desempeño para puentes nuevos y niveles de desempeño para puentes existentes con el fin de mostrar similitudes y diferencias.

Los objetivos de desempeño para puentes nuevos que se resumen en la tabla C5.1a muestran que el objetivo de desempeño es función de la clasificación operacional y del factor de importancia.

Por otro lado, los niveles de desempeño para puentes existentes que muestra la tabla C5.1b son función de la importancia operacional y de la categoría de vida de servicio para un sismo de nivel superior únicamente, definida en el artículo 5.7 de los Lineamientos.

TABLA C5.1a. Objetivos de desempeño para puentes nuevos

Factor de importancia (Período de retorno, años)		0,80 (500)	1,00 (1000)	1,25 (2500)
Importancia operacional	Otros	LS	No se aplica	No se aplica
	Convencional	No se aplica	LS	No se aplica
	Esencial	OP	LS	No se aplica
	Crítico	No se aplica	OP	LS

LS= seguridad de vida. Se protege la vida, evitando el colapso de la estructura, permitiendo una segura evacuación. El puente podría sufrir daños graves en su estructura o en sus componentes no estructurales.

OP= operacional. Se debe permitir el uso inmediato de vehículos de emergencia y seguridad. Las reparaciones se realizan sin interrupción del tráfico.

TABLA C5.1b. Niveles de desempeño para puentes existentes

Categoría vida de servicio (Reducción del sismo de diseño) Período de retorno, años		ASL1 (0,80) 500	ASL2 (0,90)	ASL3 (1,00) 1000
Importancia operacional	Otros	CP	LS	OP
	Convencional	CP	LS	OP
	Esencial	LS	OP	OP
	Crítico	LS	OP	CO

CP (PL0) = prevención del colapso asociado con la pérdida de soporte de la superestructura

LS (PL1) = seguridad de vida. El daño sufrido es significativo y el servicio es interrumpido de manera significativa, pero la seguridad de la vida está asegurada.

OP (PL2) = operacional. El daño sufrido es mínimo y el acceso a vehículos de emergencia debe estar disponible después de la inspección y la limpieza de escombros.

CO (PL3) = completamente operacional. El daño sufrido es insignificante y el acceso al puente está disponible para todos los vehículos después de la inspección y limpieza de escombros.

Una comparación de las dos tablas muestra que la diferencia entre objetivos de desempeño para puentes nuevos y niveles de desempeño para puentes existentes radica en que son función de la vida útil de diseño. En el caso de puentes nuevos, la vida útil es de 75 años, mientras para puentes existentes la vida útil se define como la vida de servicio remanente, la cual es variable.

Se puede observar, por ejemplo, que rehabilitar un puente existente con categoría de diseño ASL 3 implica objetivos de desempeño más rigurosos que diseñar un puente nuevo con un factor de importancia igual a 1,0. En ambos casos la sacudida sísmica tiene una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, lo que equivale a un periodo de retorno de aproximadamente 1000 años.

Los niveles de desempeño para puentes existentes implican un diseño más riguroso y una rehabilitación más costosa conforme aumenta la categoría de vida de servicio. La categoría de vida de servicio para el diseño de una rehabilitación debe ser definida por el MOPT.

C5.4 Niveles de sismo

El manual de rehabilitación sísmica FHWA recomienda la evaluación de un puente para dos niveles de sismo: sismo de nivel inferior y sismo de nivel superior.

En los Lineamientos se eliminó la aplicación del proceso de rehabilitación sísmica para un sismo de nivel inferior, el cual tiene una probabilidad de excedencia de 50% durante la vida útil de 75 años, correspondiente a un período de retorno de aproximadamente 100 años (artículo 1.7 -manual de rehabilitación sísmica FHWA). Este sismo representa un movimiento pequeño pero bastante frecuente. El desempeño esperado de un puente sujeto a este nivel de sismo es que no sufra daño estructural y que no sea requerida reparación alguna; es decir, se espera un comportamiento elástico de la estructura.

La filosofía de diseño sísmico por objetivos especificada para el diseño de puentes nuevos según el documento de lineamientos y para el diseño de edificaciones de acuerdo con el CSCR 2010 tiene como objetivos salvaguardar la vida y evitar el colapso, aceptando el daño en el rango no lineal. Este objetivo coincide con el desempeño esperado de un puente sujeto al sismo de nivel superior. Sin embargo, no se requiere realizar una verificación de la estructura para un sismo pequeño, pero frecuente, para corroborar que la estructura va a responder en el rango elástico. Es por ello que se decidió eliminar la verificación de la estructura para un sismo de nivel inferior y ser consecuente con el proceso utilizado para el diseño de puentes nuevos y de edificaciones.

Por lo tanto, el proceso para la rehabilitación sísmica de puentes que se muestra en la figura 5.1 solo debe aplicarse para un sismo de nivel superior. Este sismo no es más que el sismo de diseño, el cual tiene una probabilidad de excedencia de 7% durante la vida útil del puente de 75 años, correspondiente a un período de retorno de alrededor de 1000 años y representa un movimiento grande pero poco probable. El desempeño esperado de un puente sujeto al sismo de nivel superior es aceptar daño pero sin que ocurra el colapso del puente (i.e. se espera comportamiento inelástico). El proceso para la rehabilitación de un puente para un sismo de nivel superior se describe en el artículo 1.8 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.

La magnitud del sismo de diseño, el cual está asociado con el sismo de nivel superior, puede ser reducido dependiendo de la categoría de vida de servicio asignada al puente. Los Lineamientos permiten aplicar una reducción al sismo de diseño entre un 80–100%, dependiendo de la categoría de vida de servicio asignada al puente. La reducción del sismo de diseño se justifica porque no es sencillo proveer capacidad para carga lateral a un puente existente como sí lo puede ser para un puente nuevo y el costo de la rehabilitación podría resultar extremadamente oneroso.

C5.5 Clasificación por importancia operacional

El manual de rehabilitación sísmica FHWA recomienda una clasificación por importancia de dos categorías: esencial y convencional.

Esta clasificación fue modificada en el documento de lineamientos para que coincida con la clasificación por importancia operacional utilizada para el diseño de puentes nuevos que se presenta en el artículo 3.

La importancia operacional de un puente debe obedecer al criterio ingenieril, pero además puede considerar requisitos sociales, de supervivencia, de seguridad y defensa; sin embargo, no depende de la edad del puente.

C5.6 Vida de servicio remanente

Se debe establecer la vida de servicio remanente de un puente existente y su categoría de vida de servicio asociada, con base en su condición actual para poder realizar una evaluación sísmica de este.

En el caso que se decida realizar una rehabilitación sísmica a partir de la evaluación sísmica realizada al puente, se debe definir la categoría de vida de servicio para la cual se va a realizar el diseño de la rehabilitación del puente. Esta categoría de

servicio debe ser establecida por el MOPT como propietario y administrador de los puentes de Costa Rica.

El manual de rehabilitación sísmica FHWA indica que rehabilitar un puente con una vida útil remanente menor que 15 años (ASL 1) es difícil de justificar porque no es económico, porque la probabilidad de que ocurra el sismo de diseño durante la vida remanente es baja y porque son puentes que pueden ser sustituidos rápidamente. Sin embargo, la realidad de Costa Rica es otra por la limitación de recursos económicos que puede impedir la sustitución rápida de un puente. Es por ello que, en los Lineamientos, aquellos puentes de Costa Rica clasificados como categoría de servicio ASL 1 (vida útil remanente menor que 15 años), deben ser rehabilitados para cumplir con requisitos mínimos asociados con un nivel de desempeño PL0 y con ello prevenir el colapso por pérdida de soporte de la superestructura.

Los puentes suelen ser rehabilitados cuando están cerca de alcanzar su vida útil para corregir deficiencias que se han acumulado con el tiempo (por ejemplo, losas de concreto deterioradas, apoyos deteriorados y juntas de expansión dañadas u obstruidas con material granular), mejorar la seguridad, y para dar cabida a un mayor volumen de tráfico. Como consecuencia de ello, un puente con 15 años o menos de vida de servicio remanente, podría, después de dicha rehabilitación, tener una nueva vida de servicio de 35 años, y al hacerlo, la categoría de la vida de servicio (ASL) pasaría de ASL 1 a ASL 2. Al suceder esta situación, el puente ahora debe ser evaluado sísmicamente para satisfacer un desempeño acorde a la nueva categoría de servicio, lo cual se debe hacer al mismo tiempo que se planifica la rehabilitación de los elementos estructurales por carga gravitacional y mejoras a elementos no estructurales. De esta manera, las medidas de rehabilitación estructural y sísmica (si es necesario) se deben implementar al mismo tiempo.

C5.7 Selección del nivel de desempeño

Los niveles de desempeño mínimos que especifica el manual de rehabilitación sísmica FHWA en su tabla 1-1 (esencial y estándar) son diferentes a los especificados en el documento de lineamientos (ver tabla 5.2) donde se llegan a especificar: esenciales, críticos, convencionales y otros. Adicionalmente, dicha tabla no contempla el nivel de sismo inferior. Esta clasificación fue modificada para hacer coincidir la clasificación de importancia especificada para puentes nuevos.

Los niveles de desempeño indicados en la tabla 5.2 son niveles mínimos, por lo que el MOPT puede llegar a exigir un nivel de desempeño mayor para aquellos puentes que así lo ameriten.

C5.8 Puentes exentos

La clasificación de puentes exentos incluida en el Manual de rehabilitación sísmica FHWA fue modificada. Se decidió eliminar la excepción que dice que un puente con una vida de servicio remanente menor que 15 años es exento de una rehabilitación ya que la realidad que se vive en Costa Rica es muy distinta a la de los Estados Unidos.

Además, la definición de puente temporal de los Lineamientos, según el artículo 3.6, difiere de la del artículo 1.4.7 del manual de rehabilitación sísmica FHWA, que indica que los puentes temporales son aquellos que tienen una vida útil menor que 15 años.

C5.9 Determinación del nivel de riesgo sísmico

El procedimiento para determinar el nivel de riesgo sísmico en Costa Rica es muy distinto y mucho más simple al recomendado en el manual de rehabilitación sísmica FHWA. Cada nivel de riesgo sísmico está asociado a una de las zonas de amenaza sísmica definidas en el capítulo 2. Este enfoque para definir el riesgo sísmico se realizó con el propósito de que existiera compatibilidad con la metodología de diseño incluida en el CSCR 2010.

El manual FHWA en su tabla 1-5 establece cuatro niveles de riesgo sísmico. Por el contrario, los Lineamientos en su tabla 5.3 solo establece tres niveles de riesgo sísmico, II, III y IV, los cuales están asociados a las zonas de amenaza sísmica del país. El nivel de riesgo sísmico I fue eliminado ya que estaría asociado a un coeficiente sísmico muy bajo que no se aplica en Costa Rica.

C5.10 Categorías de rehabilitación sísmica

Las categorías de rehabilitación sísmica (CRS) se utilizan para identificar los requisitos mínimos de evaluación, métodos de evaluación y las medidas de rehabilitación de puentes identificados como deficientes. La categoría que se le asigna a un puente se determina a partir de la categoría de vida de servicio, la importancia operacional y el nivel de riesgo sísmico del puente.

El manual FHWA establece cuatro categorías de rehabilitación sísmica, de la A a D, en orden creciente de rigor y complejidad. Según el manual, los puentes que clasifican como categoría SRC A no necesitan ser diagnosticados, evaluados o rehabilitados.

En el documento de lineamientos, la categoría CRS A fue eliminada ya que no se aplica a Costa Rica. Esta categoría está asociada a zonas de baja sismicidad. Además, no se considera prudente que un puente esté exento de un diagnóstico sencillo que podría dictar la necesidad de realizarle una evaluación detallada o una rehabilitación sísmica.

La tabla 1-6 del manual FHWA muestra que la categoría de rehabilitación sísmica de un puente deficiente depende de cuatro niveles de riesgo, cuatro niveles de desempeño y dos niveles de sismo (inferior y superior).

Esta tabla fue modificada y adaptada a la realidad de nuestro país. La tabla 5.4 incluida en el documento de lineamientos muestra que la categoría de rehabilitación sísmica de un puente deficiente depende de tres niveles de riesgo (se eliminó el nivel de riesgo I), cuatro niveles de desempeño y el sismo de nivel superior únicamente. Se eliminó la CRS A por las razones antes expuestas y las categorías asignadas originalmente fueron modificadas con el fin de asegurar que todo puente deficiente sea diagnosticado y, de ser necesario, evaluado y rehabilitado en función de riesgo y desempeño esperado acorde con la realidad de Costa Rica.

Los pasos por seguir para determinar la categoría de rehabilitación sísmica también fueron modificados y reflejan todos los cambios descritos previamente.

C5.11 Proceso de rehabilitación para un sismo de nivel inferior y un sismo de nivel superior

El proceso de rehabilitación sísmica de un puente se debe realizar para un sismo de nivel superior únicamente.

El proceso de rehabilitación sísmica para un sismo de nivel superior (ver artículo 1.8 -manual FHWA) implica la evaluación de muchas variables y requiere el uso de un juicio considerable. Este proceso se divide en tres pasos. Estos son:

- a. Diagnóstico preliminar del inventario de puentes.
- b. Evaluación detallada de un puente existente.
- c. Selección de la estrategia de rehabilitación y el diseño de las medidas de rehabilitación.

La figura C5.1 ilustra este proceso de forma general y la figura 5.1 describe con mayor detalle el proceso para el nivel de sismo superior. En cada paso mostrado se toman decisiones con base en los resultados obtenidos hasta ese momento y a

partir de ahí se determina el paso por seguir en el proceso. Lo que se busca con este proceso es que los puentes sean diagnosticados y filtrados para asegurar que solo las estructuras que realmente lo necesitan sean rehabilitadas.

C5.12 Requisitos mínimos

El manual de rehabilitación sísmica FHWA, en su tabla 1-7, muestra los requisitos mínimos para diagnóstico, evaluación y rehabilitación según la categoría de rehabilitación sísmica para un sismo de nivel superior y un sismo de nivel inferior.

El contenido de la tabla 1-7 fue modificado. Se eliminó la CRS A y el diagnóstico, evaluación y rehabilitación por sismo de nivel inferior. Adicionalmente, dicha tabla fue separada en las tablas 5.5 y 5.6 y se añade en estos comentarios la tabla C5.2.

La tabla 5.5 enumera los componentes de un puente que deben ser diagnosticados según la categoría de rehabilitación sísmica asignada al puente. Las longitudes de asiento insuficientes y las conexiones inadecuadas son razones comunes de fallas en puentes, por lo que los requisitos mínimos para CRS B comienzan con inmovilización y extensión de la longitud de asiento y el reforzamiento de las conexiones.

La tabla 5.6 muestra los métodos de evaluación detallada según la categoría de rehabilitación asignada al puente. Se recomiendan métodos elásticos simplificados para la CRS B hasta métodos rigurosos de análisis dinámicos no lineales para la CRS D.

La tabla C5.2 enumera los componentes de los puentes que, en caso de encontrarse deficientes, deben ser rehabilitados en función de la categoría de rehabilitación sísmica. Las razones más comunes de fallas en puentes son longitudes de asiento insuficientes y conexiones inadecuadas. En el caso de un puente que clasifica como CRS B, estas deficiencias deben ser rehabilitadas con sistemas de restricción al movimiento, incremento de la longitud de asiento y reforzamiento de las conexiones. Para las categorías de rehabilitación CRS C y CRS D, se aplican otras medidas de rehabilitación como el “encamisado” de columnas, reforzamiento de las placas de cimentación, presforzado de la viga cabezal y mejoramiento de los suelos, entre otros.

Los requisitos incluidos en las tablas 5.5, 5.6 y C5.2 son mínimos. El MOPT podría imponer requisitos más rigurosos si así lo considera.

TABLA C5.2. Rehabilitación de componentes deficientes

Componentes que deben ser rehabilitados si son deficientes	Categoría de rehabilitación sísmica		
	B	C	D
Asientos y conexiones	Sí	Sí	Sí
Columnas, muros, cimentaciones	NR	Sí	Sí
Bastiones	NR	NR	Sí
Licuación	Sí	Sí	Sí

NR = no requerido

C5.13 Diagnóstico preliminar y priorización

Los inventarios de puentes diagnosticados son utilizados para identificar aquellas estructuras que son sísmicamente deficientes y priorizar la rehabilitación de puentes en orden de importancia y necesidad. Un esquema del proceso para seleccionar y priorizar un inventario de puentes para rehabilitación incluido en el manual de rehabilitación sísmica FHWA está esquematizado en la figura C5.2

En la sección 1.10 del manual de FHWA se recomiendan los requisitos mínimos para diagnosticar inventarios de puentes con base en las categorías de rehabilitación sísmica asignada al puente.

El objetivo de un programa de diagnóstico y priorización es determinar cuál puente (o conjunto de puentes) deben ser rehabilitados primero. Los factores que afectan este programa son: la vulnerabilidad estructural, la vulnerabilidad del suelo, el nivel de amenaza sísmica y otros factores tales como:

- La importancia del puente. Esta fue comentada en la sección C5.5.
- La redundancia de la red vial. Esta indica la disponibilidad de rutas alternas y es un factor utilizado para calcular la importancia del puente. Mientras la redundancia implica una fortaleza de la red vial y puede disminuir la necesidad de rehabilitar, establecer prioridades basado solo en la redundancia no es sencillo. Por ejemplo, la probabilidad de que las rutas alternas presenten daño durante el mismo evento sísmico debe ser considerada. Por otro lado, si la estructura cruza sobre un río y el desvío más cercano está a varios kilómetros de distancia, la redundancia de la red será muy baja. Sin embargo, la posibilidad de que el desvío a la ruta alterna esté dañado será baja y la ruta alterna estará disponible. La longitud al desvío se convierte en un problema cuando hay que establecer la prioridad de rehabilitar.

- Edad y condición física. Generalmente no es prudente gastar una gran suma rehabilitando un puente con una vida útil remanente de pocos años. También es válido que una inusualmente alta vulnerabilidad sísmica puede ser justificada para acelerar el cierre o reemplazo de un puente. También un puente con una pobre condición física o uno que ya fue programado para una rehabilitación estructural o funcional, puede tener una prioridad mayor para una rehabilitación sísmica, ya que el ahorro de costos puede lograrse mediante la realización de las obras estructurales y funcionales simultáneamente.

Los factores anteriores no son una lista exhaustiva; sin embargo, ilustran algunos de los principios involucrados a la hora de asignar prioridades. En la mayoría de los casos, los índices sísmicos son utilizados para guiar en la toma de decisiones pero no son la última palabra. El criterio ingenieril y el sentido común son necesarios para sopesar los costos y beneficios actuales que permitan tomar la decisión de rehabilitar, sustituir o cerrar un puente.

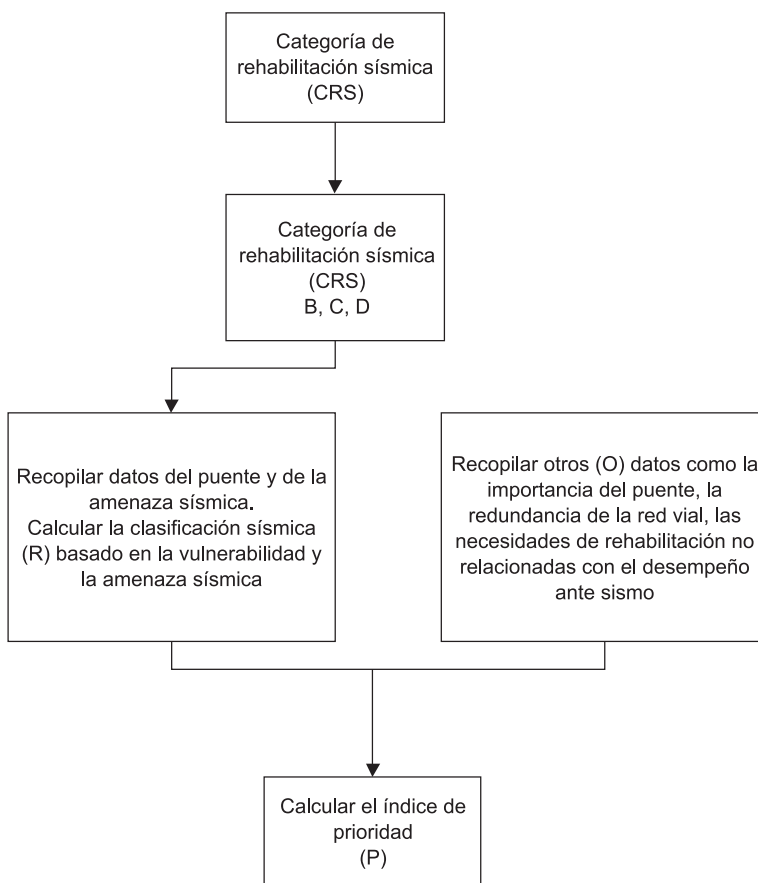


Figura C5.2: Proceso de diagnóstico y priorización

(adaptado de la figura 1-12 del manual de rehabilitación sísmica FHWA)

En el manual de rehabilitación sísmica FHWA se presentan tres métodos de selección y priorización; dos se presentan con detalle y el tercero solo se menciona. Estos tres métodos van incrementando en complejidad, pero cada vez son menos conservadores. Estos métodos son (a) método de índices, (b) método de daño esperado y (c) método de evaluación del riesgo sísmico, los cuales se describen a continuación.

A. Método de índices

Los índices se utilizan para caracterizar la vulnerabilidad de la estructura y el nivel de amenaza sísmica y son combinados para dar un puntaje a cada puente. El rango de los índices va de 0 a 10 y se basan en reglas semi-empíricas y conservadoras. La priorización es determinada con este puntaje junto con la clasificación cualitativa de la importancia, la redundancia, los problemas que no son sísmicos y los factores socioeconómicos. Este es el método más simple de los tres presentados, pero es el más conservador, ya que utiliza reglas arbitrarias para permitir incertidumbres inherentes.

En este método, la calificación sísmica del puente es determinada con base en la vulnerabilidad estructural, la amenaza sísmica, los riesgos geotécnicos del sitio y los factores socioeconómicos que afectan la importancia de la estructura. El puntaje de cada puente primero se determina en términos de vulnerabilidad y riesgo y después se modifica por importancia (factores sociales y económicos) y otros factores (redundancia de la red vial y problemas que no son sísmicos) como sea necesario, para finalmente obtener una determinación ordenada de prioridad de rehabilitar.

El sistema de calificación tiene dos partes: cualitativa y cuantitativa. La parte cuantitativa produce una calificación sísmica (calificación del puente) con base en la vulnerabilidad estructural y la amenaza sísmica. La parte cualitativa modifica el puntaje de manera subjetiva considerando la importancia, la redundancia de la red vial, las deficiencias “no sísmicas”, la vida útil remanente y factores similares para obtener un índice general de prioridades. La clave de la segunda etapa del proceso de selección es la ingeniería y el criterio social. Esto conduce a un índice de prioridad, P , el cual es función de la calificación del puente, la importancia y otros aspectos:

$$P = f(R, \text{importancia}, \text{aspectos "no sísmicos"}, \text{y otros aspectos}) \quad [C5.13a]$$

donde P es el índice de prioridad, y R es la calificación del puente basado en vulnerabilidad estructural y sismicidad.

En resumen, la calificación del puente se basa en la vulnerabilidad estructural y amenaza sísmica, mientras la prioridad de rehabilitar se basa en la calificación del puente, importancia, deficiencias que no son sísmicas, y otros factores como redundancia de la red vial. La metodología de cálculo de la calificación del puente (R) y la asignación del índice de prioridad (P) se presentan en detalle en el capítulo 4 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.

B. Método de daño esperado

El método del daño esperado compara la gravedad del daño esperado para cada puente del inventario para el mismo sismo y califica cada puente consecuentemente. La gravedad del daño se mide según el estado del daño sostenido o por la estimación directa de pérdidas económicas. A los puentes con el mayor daño esperado (o pérdidas) se les asignan la prioridad más alta para ser rehabilitados.

El método no incluye las pérdidas económicas indirectas debidas a la pérdida de vidas humanas, lesiones, interrupción de negocios, congestión vehicular, falta de acceso para los vehículos de emergencia y similares. Estas pérdidas probablemente excedan las pérdidas directas (i.e. costos de reparación), pero el estado del arte de la estimación de pérdidas no cuantifica actualmente estos costos con certeza.

Al igual que el método de índices, este método tiene dos partes: cuantitativa y cualitativa. La evaluación cuantitativa se basa en el daño esperado y las pérdidas económicas directas, y es utilizado para obtener una calificación del puente, R. La evaluación cualitativa modifica la calificación de manera subjetiva tomando en cuenta factores como pérdidas indirectas, redundancia de la red vial, deficiencias que no son de carácter sísmico, vida útil remanente, y otros aspectos, para obtener un índice general de prioridades. Al igual que con el método anterior, los criterios ingenieriles y sociales son la clave de la segunda etapa del proceso. Así se obtiene un índice de prioridad, P, el cual es función de la calificación del puente, pérdidas indirectas, redundancia, y otros aspectos, como se muestra a continuación:

$$P = f(R, \text{pérdidas indirectas, redundancia y deficiencias que no son sísmicas}) \text{ [C5.13b]}$$

donde P es el índice de prioridad, y R es la calificación del puente basada en el daño esperado y las pérdidas directas.

Nótese que la calificación del puente se basa en el daño esperado y las pérdidas directas para un sismo determinado, mientras la prioridad de rehabilitar está basada no solo en la calificación del puente; también depende de las pérdidas indirectas esperadas, la redundancia de la red vial y deficiencias que no son sísmicas, estimadas

de manera subjetiva. A pesar de que las ecuaciones [C5.13a] y [C5.13b] tienen la misma forma, los términos son calculados de maneras diferentes. Una ventaja particular de este método es que provee un patrón en el cual las pérdidas indirectas pueden ser incluidas racionalmente, como una mejora al estado del arte.

La estimación del daño esperado es un paso crítico en este método y debido a la incertidumbre en los movimientos del suelo y la aleatoriedad de las condiciones del suelo este paso resulta ser probabilístico.

Se utilizan funciones de fragilidad para estimar la probabilidad de que el puente experimente uno a más estados de daño, después de un sismo determinado. El anexo C del manual de rehabilitación sísmica FHWA resume la teoría de las funciones de fragilidad y explica brevemente cómo se obtienen. También se describen los seis estados de daño más utilizados para caracterizar el daño esperado. Las funciones de fragilidad son elementos esenciales en el método de la valoración del riesgo sísmico para seleccionar y priorizar puentes.

La metodología para calcular la calificación del puente (R) y la asignación del índice de prioridad (P), basado en el daño esperado, se presenta en el capítulo 4 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.

C. Método de evaluación del riesgo sísmico

El método de evaluación del riesgo sísmico consiste de un análisis explícito de la red vial para un nivel de riesgo y los estados del daño resultante se utilizan para estimar el efecto en el desempeño del sistema medido con el flujo vehicular (por ejemplo, incremento en el tiempo de viaje). La sensibilidad de estos resultados de la condición del puente es subsecuentemente utilizada para determinar las necesidades y prioridades de rehabilitación. Se necesita una evaluación cualitativa independiente de aspectos “no sísmicos” y de aspectos socioeconómicos. Este es el más complejo de los tres métodos, pero también es el más riguroso con resultados menos conservadores. Este método se considera fuera del alcance del manual de rehabilitación sísmica FHWA y no es discutido a profundidad. Una descripción completa del método puede ser consultada en Werner et ál. (2000).

El primer paso para implementar cualquiera de los tres métodos mencionados es compilar un inventario de puentes con el objetivo de obtener la siguiente información básica:

- Las características estructurales de cada puente con el fin de determinar la vulnerabilidad o seleccionar la función de fragilidad como se describe en el capítulo 4 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.
- Las condiciones de sismicidad y del suelo de cada puente para determinar la amenaza sísmica o seleccionar la función de fragilidad como se describe en el capítulo 4 del manual de rehabilitación sísmica FHWA.

Esta información puede ser obtenida de los archivos del MOPT, CONAVI y CNC a partir de planos de cómo quedó construido el puente, registros de mantenimiento, registros de inspecciones realizadas en el sitio y otras fuentes.

Gran parte de la información utilizada para asignar el nivel de desempeño del puente por rehabilitar también puede ser utilizada para realizar evaluaciones de importancia, redundancia y aspectos socioeconómicos.

C5.14 Evaluación detallada

Los puentes clasificados como deficientes durante el proceso de selección y priorización están sujetos a una evaluación detallada mediante uno o más de los métodos descritos a continuación.

En el manual de rehabilitación sísmica FHWA se describen seis métodos de evaluación, todos basados en principios de demanda y capacidad. Los métodos son descritos en orden creciente de rigurosidad y complejidad, y son descritos en la tabla 5.7 de los Lineamientos. Los seis métodos se describen en detalle en el capítulo 5 del manual de FHWA. Estos métodos enfatizan el cálculo de la demanda en un elemento del puente. Los métodos para calcular la capacidad de un elemento son descritos con detalle en los capítulos 6 y 7 del manual de FHWA. Las relaciones entre los métodos para la valoración del análisis de demanda y capacidad se muestran esquemáticamente en la figura C5.3.

Para la evaluación detallada el manual de rehabilitación sísmica FHWA describe seis métodos:

Método A1/A2: Chequeo de las fuerzas en conexiones y anchos de asientos. No se necesita un análisis de la demanda sísmica, pero la capacidad de las conexiones y las longitudes de asiento son revisadas con requisitos mínimos. El método es adecuado para todos los puentes de un solo tramo y otros en zonas de baja amenaza sísmica. El método se divide en dos categorías, A1 y A2, dependiendo de la ordenada espectral para el período corto de la estructura.

Método B: Chequeo de la capacidad de los componentes. No se necesita un análisis de la demanda sísmica, pero la capacidad relativa de los elementos y la idoneidad de ciertos detalles clave son revisadas contra mínimos recomendados. El método es adecuado para puentes regulares con categoría de rehabilitación sísmica C, con algunas restricciones.

Método C: Método de la capacidad/demanda de los componentes. La demanda sísmica se determina mediante un análisis elástico como el método de la carga uniforme, análisis dinámico con superposición modal espectral o un método de capacidad espectral elástico. El método de la carga uniforme es adecuado para puentes regulares, de lo contrario se debe utilizar al menos el método dinámico de superposición modal espectral. Las razones capacidad/demanda son calculadas para todos los elementos relevantes. Este método es adecuado para todos los puentes con categoría de rehabilitación sísmica C y D, pero da mejores resultados para puentes que se comportan en el rango lineal o ligeramente fuera de este.

Método D1: Método de capacidad espectral. La demanda sísmica es determinada mediante modelos simples como el método de carga uniforme y la capacidad lateral se calcula con una curva bilineal simplificada. Se utiliza un espectro de capacidad para calcular la razón capacidad/demanda para el puente, para cada estado límite. Este método es adecuado para puentes con categoría de rehabilitación sísmica C y D.

Método D2: Método de la capacidad/demanda de la estructura. La demanda sísmica es determinada por métodos elásticos como el método dinámico de superposición modal espectral o el método de capacidad espectral elástico. El cálculo de la capacidad se realiza con base en un análisis estático con incremento monotónico de carga lateral, el cual incluye el comportamiento no lineal de los elementos inelásticos. Se utiliza un espectro de capacidad para calcular la razón capacidad/demanda para cada pila, apoyo y fundación del puente, para cada estado límite. Este método es adecuado para todos los puentes con categoría de rehabilitación sísmica C y D. Es también conocido como el “pushover” o alternativamente como “método no lineal estático”.

Método E: Método dinámico no lineal de respuesta en el tiempo. La demanda sísmica es determinada por un análisis no lineal dinámico utilizando registros de eventos sísmicos para evaluar las demandas de desplazamiento y fuerza. La capacidad de cada elemento es modelada explícitamente en el análisis de demanda. Este método es adecuado para puentes irregulares complejos, o cuando se utilizan registros específicos de eventos en el sitio para puentes de mayor importancia.

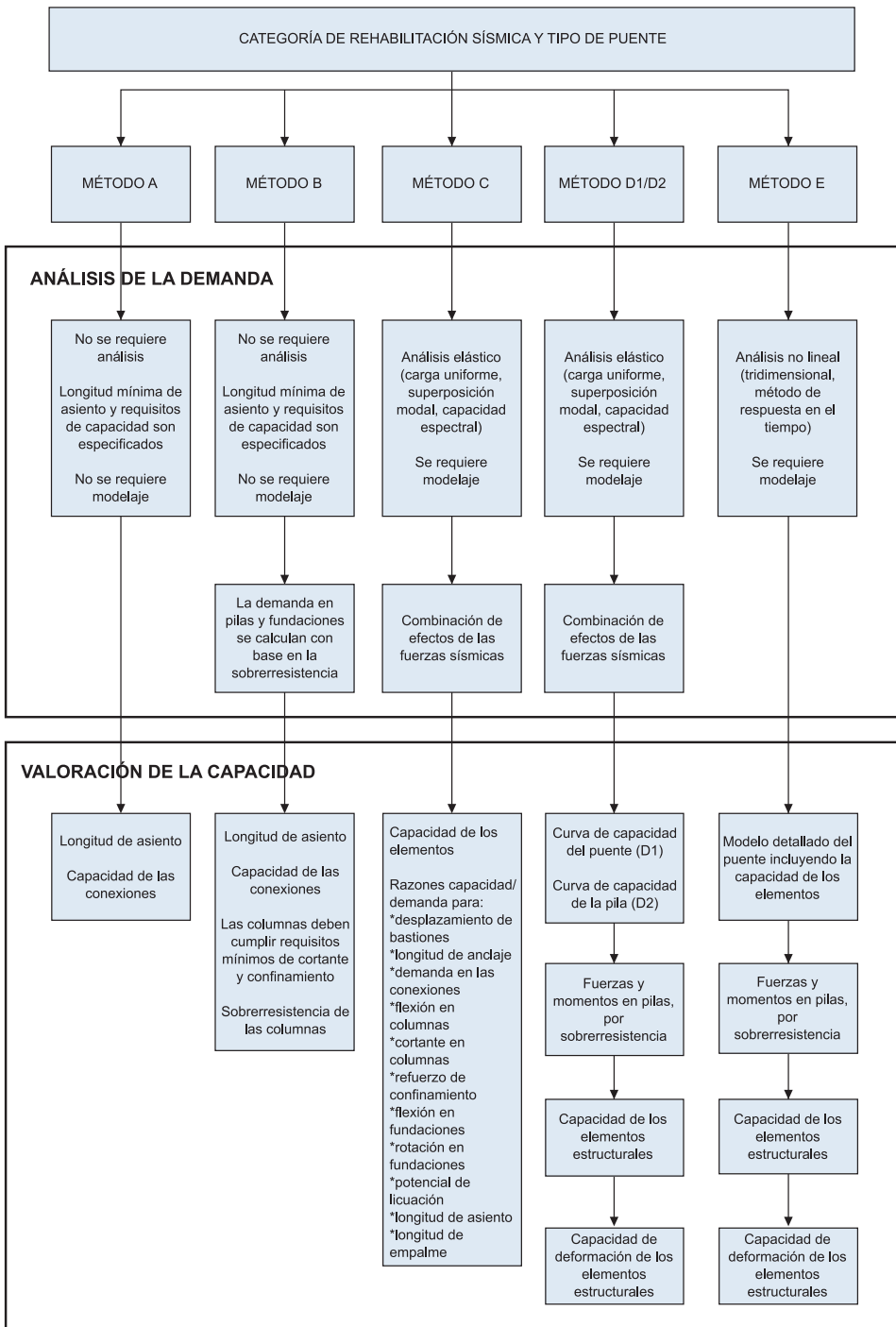


Figura C5.3: Métodos de evaluación para puentes existentes, con la relación entre análisis de la demanda y la valoración de la capacidad (adaptado de la figura 1-13 del manual de rehabilitación sísmica FHWA)

En resumen, los métodos A y B se basan en el mínimo requerido sin análisis de la demanda. Los métodos C y D son métodos de demanda y capacidad de rigurosidad variable y el método E es el más riguroso de todos los métodos y está basado en análisis no lineal de respuesta en el tiempo.

La selección del método por utilizar para una evaluación es determinada por los requisitos mínimos de la tabla 5.6 de los Lineamientos y los requisitos de aplicabilidad descritos en la tabla 5.7 de los Lineamientos. El mínimo de la tabla 5.6 está relacionado con la categoría de rehabilitación sísmica del puente en consideración y está basado en dos principios: el primero, al incrementar la amenaza sísmica, es necesario mejorar el modelado y análisis para las demandas sísmicas, porque la respuesta del puente es sensible a incrementar la demanda; el segundo, al incrementar la complejidad del puente, se requiere modelos más sofisticados para obtener la demanda y la capacidad con certeza. Nótese que siempre puede ser utilizado un nivel más alto de análisis en lugar de un método de un nivel menor.

Referencias

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, 2011. "Código Sísmico de Costa Rica 2010". Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Federal Highway Administration (FHWA), 2006. "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges", Publication N° FHWA [2]-HRT-06-032. Washington: FHWA [2].

Werner, S.D., Taylor, C.E., Moore, J.E., Walton, J.S. and Cho, S., 2000. "A Risk-based Methodology for Assessing the Seismic Performance of Highway Systems", Technical Report NCEER-98-2012, Multidisciplinary Center Earthquake Engineering Research, University at Buffalo.



Diagramación
e impresión